



**TUGAS AKHIR – RC14 – 1501**

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG  
APARTEMEN GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
DENGAN MENGGUNAKAN METODE PRACETAK**

**MOHAMMAD FIRMAN ALFIANA**  
NRP. 3115 105 041

Dosen Pembimbing I  
Ir. Mudji Irmawan, MS

Dosen Pembimbing II  
Prof. Tavio, ST., MT., Ph.D

**JURUSAN TEKNIK SIPIL**  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2017



TUGAS AKHIR – RC14 – 1501

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG  
APARTEMEN GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
DENGAN MENGGUNAKAN METODE PRACETAK**

MOHAMMAD FIRMAN ALFIANA  
NRP. 3115 105 041

Pembimbing I  
Ir. Mudji Irmawan, MS

Pembimbing II  
Prof. Tavo, ST., MT., Ph.D

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2017



FINAL PROJECT – RC14 – 1501

**DESIGN OF MODIFICATION OF GALERI  
CIUMBULEUIT BANDUNG APARTEMENT  
BUILDING STRUCTURE USING PRECAST  
METHOD**

MOHAMMAD FIRMAN ALFIANA  
NRP. 3115 105 041

Supervisor I  
Ir. Mudji Irmawan, MS

Supervisor II  
Prof. Tavo, ST., MT., Ph.D

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT  
Faculty of Civil Engineering and Planning  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2017

# **DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG DENGAN MENGGUNAKAN METODE PRACETAK**

## **TUGAS AKHIR**

Diajukan untuk Memenuhi Salah Satu  
Syarat Memperoleh Gelar Sarjana Teknik pada  
Program Studi S-1 Lintas Jalur  
Jurusan Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

**MOHAMMAD FIRMAN ALFIANA**  
NRP. 3115 105 041

Disetujui oleh Dosen Pembimbing Tugas Akhir :

1. Ir. Mudji Irmawan, MS..... (Pembimbing I)

2. Prof. Tavo, ST., MT., Ph.D..... (Pembimbing II)

**SURABAYA  
JULI, 2017**



# **DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG DENGAN MENGGUNAKAN METODE PRACETAK**

**Nama Mahasiswa** : Mohammad Firman Alfiana  
**NRP** : 3115 105 041  
**Departemen** : Teknik Sipil FTSP-ITS  
**Dosen Pembimbing** : 1. Ir. Mudji Irmawan, M.S.  
2. Prof. Tavio, S.T. M.T. Ph.D.

## **Abstrak.**

*Beton pracetak adalah salah satu inovasi yang kini banyak digunakan dalam proses konstruksi, hal ini karena beton pracetak memiliki beberapa kelebihan dibanding metode konvensional. Dapat mempercepat waktu pengerjaan, proses produksi yang tidak tergantung cuaca, meminimalisir terjadi-nya sisa material yang terbuang, dll.*

*Gedung Apartemen Galeri Ciumbuleuit Bandung dirancang menggunakan metode beton bertulang konvensional (cast in-site) dengan jumlah 20 lantai, 1 lantai difungsikan sebagai parkir dan 19 lantai untuk hunian. Disamping sistem pracetak, Sistem pada gedung ini menggunakan sistem ganda dengan sistem rangka pemikul momen khusus dan Dinding Geser.*

*Hasil perancangan meliputi dimensi balok induk 40/60, balok anak 30/50 dan tebal pelat 120mm. Dimesi kolom dibedakan setiap 5 lantai yaitu lantai B1-3 900x600 mm, lantai 4-8 800x500 mm, lantai 9-13 700x500mm, lantai 14-18 500x500mm dan dinding geser didapat tebal 200 mm. Sambungan pracetak menggunakan sambungan basah dan korbel. Pondasi menggunakan bore pile diameter 800mm dengan kedalaman tiang 20m, sedangkan tebal pile cap adalah 0,8m.*

**Kata Kunci** : Korbel, Sistem Ganda, Dinding Geser, Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus, Sambungan Basah.

*“halaman ini sengaja dikosongkan”*

# **DESIGN OF MODIFICATION OF GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG APARTMENT BUILDING STRUCTURE USING PRECAST CONCRETE METHOD**

<b>Name</b>	<b>: Mohammad Firman Alfiana</b>
<b>NRP/ID No.</b>	<b>: 3115 105 041</b>
<b>Department</b>	<b>: Civil Engineering FTSP-ITS</b>
<b>Supervisors</b>	<b>: 1. Ir. Mudji Irmawan, MS. 2. Prof. Tavio, S.T. M.T. Ph.D.</b>

## **Abstract**

*Precast concrete is one of the most innovative concrete systems since it has advantages compared to the cast-in-situ method. It can save construction time, better production process, independent of the weather, minimizing waste material, etc..*

*Galeri Ciumbuleuit Bandung apartment building structure has been designed using conventional concrete method with 20 stories, a story is used for parking garage and the remaining 19 stories for residences. Besides, precast system, the overall structural system of the building uses the dual system with special moment frame and shearwall.*

*The design results are 40/60 primary beams, 30/50 secondary beams, and 120-mm thick of half slab. The dimensions of columns are distinguished for every five stories in which the 1<sup>st</sup>-3<sup>th</sup> floors use 900x600mm columns, the 4<sup>th</sup>-8<sup>th</sup> floors use 900x500 mm columns, 9<sup>th</sup>-13<sup>th</sup> floors uses 700x500 mm columns, 14<sup>th</sup>-18<sup>th</sup> floors use 500x500 mm columns. The precast connections use wet connection and corbel. The fondation uses 800-mm diameter of bore pile with 20-m depth, while thickness of the pile cap is 0.8 m*

**Keywords:** Corbel, Dual System, Precast Concerte, Shearwall, Spesial Moment Frame, Wet Connection.

*“halaman ini sengaja dikosongkan”*

## KATA PENGANTAR

Puji dan syukur kepada Allah SWT karena berkat limpahan rahmat dan karunia-Nya lah Tugas Akhir dengan judul “Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen Galeri Ciumbuleuit Bandung dengan Menggunakan Metode Pracetak” ini dapat diselesaikan dengan tepat waktu.

Penulis juga mengucapkan terimakasih yang sebesar-besarnya kepada berbagai pihak yang telah membantu selama pengerjaan tugas akhir ini, terutama kepada :

1. Allah SWT, atas segala rahmat dan karunia-Nya.
2. Orang Tua yang sudah memberikan dukungan dan doanya sehingga penulis bisa lulus tepat waktu.
3. Ir. Mudji Irmawan selaku dosen pembimbing, atas segala bimbingan dan waktunya dalam penyelesaian Tugas Akhir.
4. Prof Tavio, ST., MT., Ph.D selaku dosen pembimbing, atas segala bimbingan dan waktunya dalam penyelesaian Tugas Akhir.
5. Trijoko Wahyu Adi, ST., MT., PhD selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil-FTSP ITS
6. Teman – teman Mahasiswa Lintas Jalur Teknik Sipil ITS yang telah banyak membantu dalam pengerjaan Tugas Akhir ini.

Penulis menyadari bahwa dalam proses penyusunan laporan Tugas Akhir ini masih banyak terdapat kekurangan, oleh karena itu kritik dan saran yang membangun sangat diharapkan penulis agar dimasa datang menjadi lebih baik. Penulis juga memohon maaf atas segala kekurangan yang ada dalam laporan Tugas Akhir ini.

Surabaya, Juli 2017

Penulis

## DAFTAR ISI

<b>HALAMAN JUDUL</b>	
<b>LEMBAR PENGESAHAN</b>	
<b>ABSTRAK</b> .....	i
<b>ABSTRACT</b> .....	iii
<b>KATA PENGANTAR</b> .....	v
<b>DAFTAR ISI</b> .....	vi
<b>DAFTAR GAMBAR</b> .....	xi
<b>DAFTAR TABEL</b> .....	xvi
<b>BAB I PENDAHULUAN</b> .....	<b>1</b>
1.1 Latar Belakang Masalah .....	1
1.2 Perumusan Masalah .....	3
1.3 Tujuan .....	3
1.4 Batasan Masalah .....	4
1.5 Manfaat .....	4
<b>BAB II TINJAUAN PUSTAKA</b> .....	<b>5</b>
2.1 Tinjauan Umum .....	5
2.2 Konsep Desain Kapasitas .....	6
2.3 Sistem Ganda ( <i>Dual System</i> ) .....	7
2.3.1 Dinding Geser .....	8
2.3.2 Sistem Rangka Pemikul Momen .....	9
2.4 Faktor Daktilitas .....	10
2.5 Pembebanan .....	11
2.5.1 Beban Mati .....	11
2.5.2 Beban Hidup .....	11
2.5.3 Beban Gempa .....	11
2.6 Beton Pracetak .....	21
2.6.1 Pelat Pracetak .....	22
2.6.2 Pelat Atap .....	22
2.6.3 Pelat Lantai .....	23
2.6.4 Balok .....	25
2.6.5 Sambungan Pada Komponen Pracetak .....	26

2.7 Pengangkatan Elemen Pracetak .....	32
2.8 Metode Membangun dengan Metode Pracetak.....	35
2.9 Pondasi.....	37

### **BAB III METODOLOGI ..... 41**

3.1 Umum .....	41
3.2 Studi Literatur dan Pengumpulan Data.....	42
3.2.1 Studi Literatur.....	42
3.2.2 Pengumpulan Data .....	42
3.3 Preliminary Design .....	43
3.3.1 Penentuan Dimensi Pelat.....	43
3.3.1.1 Perhitungan Tulangan .....	44
3.3.1.2 Perhitungan Tulangan Stud Pelat.....	44
3.3.1.3 Perhitungan Pengangkatan Pelat.....	45
3.3.2 Penentuan Dimensi Balok .....	46
3.3.2.1 Perhitungan Tulangan Lentur Balok ....	46
3.3.2.2 Penentuan Tulangan Geser Balok .....	46
3.3.3 Penentuan Dimensi Kolom.....	46
3.3.3.1 Perhitungan Longitudinal Kolom .....	46
3.3.3.2 Perhitungan Geser Kolom .....	47
3.3.4 Pencanaan Dinding Geser .....	47
3.4 Pembebanan .....	47
3.4.1 Beban Gravitasi.....	47
3.4.2 Beban Gempa.....	48
3.4.2.1 Penentuan Kategori Risiko Bangunan dan Kategori Desain Seismik.....	48
3.4.2.2 Penentuan Koefisien $C_d$ , $R$ , $\Omega_0$ .....	49
3.4.2.3 Penentuan Gaya Geser dasar Seismik.....	49
3.4.2.4 Menghitung Distribusi Vertikal Beban Gempa .....	50
3.4.3 Kombinasi pembebanan.....	51
3.5 Pemodelan dan Analisa Struktur.....	51
3.6 Kontrol Desain.....	51
3.7 Perencanaan Sambungan .....	51

3.7.1	Perencanaan Sambungan Balok dan Kolom.....	52
3.7.2	Sambungan Balok Induk dan Balok Anak .....	44
3.7.3	Sambungan Balok dan Pelat.....	53
3.8	Perencanaan Pondasi.....	54
3.8.1	Perumusan Efisiensi Grup Tiang Pancang .....	54
3.8.2	Kontrol Geser Pondasi .....	55
3.9	Gambar hasil Perencanaan.....	56

## **BAB IV ANALISIS STRUKTUR DAN DETAIL**

<b>PERANCANGAN .....</b>	<b>51</b>
4.1 <i>Preliminary</i> Desain .....	57
4.1.1 Data Perencanaan.....	58
4.1.2 Dimensi Balok .....	58
4.1.3 Dimensi Pelat Lantai dan Atap .....	59
4.1.4 Desain Dimensi Kolom .....	60
4.1.5 Desain Dimensi Dinding Geser .....	65
4.2 Perencanaan Struktur Sekunder .....	66
4.2.1 Perencanaan Pelat .....	66
4.2.1.1 Pembebanan Pelat.....	67
4.2.1.2 Penulangan Pelat Lantai .....	70
4.2.1.3 Penulangan Stud Pelat Lantai .....	82
4.2.1.4 Kontrol Lendutan dan Retak.....	84
4.2.1.5 Panjang Penyaluran Tulangan Pelat .....	87
4.2.1.6 Perhitungan Tulangan Angkat .....	87
4.2.1.7 Resume Perencanaan Pelat .....	88
4.2.2 Perencanaan Balok Anak Pracetak.....	92
4.2.2.1 Data Perencanaan Balok Anak Pracetak..	92
4.2.2.2 Pembebanan Balok Anak Pracetak.....	92
4.2.2.3 Perhitungan Momen dan Gaya Geser .....	95
4.2.2.4 Perhitungan Tulangan Lentur .....	95
4.2.2.5 Perhitungan Tulangan Geser .....	101
4.2.2.6 Pengangkatan Balok Anak.....	105
4.2.3 Perencanaan Tangga.....	110
4.2.3.1 Data Perencanaan.....	110
4.2.3.2 Perhitungan Pembebanan.....	112



4.2.3.3	Analisa Gaya-Gaya Dalam.....	113
4.2.3.4	Perhitungan Tangga dan Bordes .....	117
4.2.4	Perencanaan Balok Lift.....	120
4.2.4.1	Data Perencanaan .....	120
4.2.4.2	Desain Tulangan Lentur Balok Lift .....	124
4.2.4.3	Perhitungan Geser Balok Lift .....	126
4.3	Pemodelan Struktur .....	127
4.3.1	Pembebanan .....	128
4.3.1.1	Beban Mati .....	128
4.3.1.2	Beban Hidup.....	135
4.3.1.3	Beban Gempa .....	137
4.4	Perencanaan Struktur Primer .....	163
4.4.1	Perencanaan Balok Induk.....	163
4.4.1.2	Pembebanan Balok Induk.....	164
4.4.1.3	Penulangan Lentur Balok Balok Induk .....	169
4.4.2	Perencanaan Kolom.....	192
4.4.2.1	Perencanaan Kolom Interior Lantai B1 .....	192
4.4.3	Perencanaan Dinding Geser .....	216
4.4.3.1	Perencanaan Dinding Geser .....	217
4.5	Perencanaan Sambungan .....	228
4.5.1	Konsep Desain Sambungan.....	229
4.5.1.1	Mekanisme Pemindahan Beban .....	229
4.5.1.2	Klasifikasi Sambungan.....	230
4.5.2	Pola-Pola Kehancuran .....	231
4.5.3	Penggunaan Topping Beton .....	232
4.5.4	Perencanaan Sambungan Balok dan Kolom .....	233
4.5.4.1	Perencanaan Konsol Pada Kolom.....	233
4.5.4.2	Perhitungan Konsol Pada Kolom .....	236
4.5.4.3	Perhitungan Sambungan Balok-Kolom.....	238
4.5.4.4	Perencanaan Sambungan Balok Induk dan Balok Anak.....	241
4.5.4.5	Perencanaan Sambungan Pelat dan Balok.....	248

4.5.4.6 Perencanaan Sambungan Pelat Bordes dan Shearwall .....	249
4.6 Perencanaan Pondasi.....	252
4.6.1 Umum.....	252
4.6.2 Data <i>Soil Investigation</i> .....	253
4.6.3 Kriteria Desain .....	257
4.6.4 Perencanaan Poer .....	267
<b>BAB V METODE PELAKSANAAN .....</b>	<b>273</b>
5.1 Umum .....	273
5.2 Pengangkatan dan Penempatan Crane .....	273
5.3 Pekerjaan Elemen Kolom .....	274
5.4 Pemasangan Elemen Balok Induk .....	274
5.5 Pemasangan Elemen Balok Anak ..	275
5.6 Pemasangan Elemen Pelat .....	276
<b>BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN .....</b>	<b>277</b>
6.1 Kesimpulan .....	277
6.2 Saran .....	282
<b>Daftar Pustaka .....</b>	<b>xix</b>
<b>Lampiran</b>	
<b>Gambar Output</b>	

## DAFTAR GAMBAR

<b>Gambar 2.1</b>	Macam-Macam Mekanisme keruntuhan pada Portal Terbuka .....	6
<b>Gambar 2.2</b>	Sistem Ganda .....	7
<b>Gambar 2.3</b>	Sistem Rangka Pemikul Momen.....	9
<b>Gambar 2.4</b>	Koordinat dan Lokasi Bangunan yang Ditinjau .....	13
<b>Gambar 2.5</b>	Rencana Spektrum Desain <i>Software</i> Spektra Indonesia.....	13
<b>Gambar 2.6</b>	Peta Respons Spektra Percepatan 0,2 detik berdsarkan SNI 1726:2012 .....	14
<b>Gambar 2.7</b>	Peta Respons Spektra Percepatan 0,2 detik berdsarkan SNI 1726:2012.....	14
<b>Gambar 2.8</b>	Faktor Pembebanan Torsi.....	21
<b>Gambar 2.9</b>	<i>Waffle Slabs</i> .....	23
<b>Gambar 2.10</b>	<i>Ribbed Slabs</i> .....	24
<b>Gambar 2.11</b>	Jenis-Jenis Penampang Pelat Lantai Precast	25
<b>Gambar 2.12</b>	Jenis-jenis Penampang Balok Pracetak .....	26
<b>Gambar 2.13</b>	Jenis Sambungan Basah Balok Induk-Kolom <i>Cast In-Situ</i> .....	27
<b>Gambar 2.14</b>	Jenis Sambungan Basah Balok-Pelat HS <i>Cast In-Situ</i> .....	28
<b>Gambar 2.15</b>	Sambungan Kaku Antara Balok dengan Kolom Menerus dengan Las.....	29
<b>Gambar 2.16</b>	Sambungan Kaku Antara Balok dengan Kolom Menerus Tanpa <i>Corbel</i> atau <i>Shoulder</i> .....	29
<b>Gambar 2.17</b>	Sambungan Balok dengan <i>Pin-Joint</i> .....	30
<b>Gambar 2.18</b>	Sambungan <i>Pin-Joint</i> Pada Kolom dengan Baut Sebagai Alat Sambung .....	31
<b>Gambar 2.19</b>	Sambungan Baut antara Kolom dengan Pelat <i>Cantilever</i> Pada Keemat Sisinya.....	32
<b>Gambar 2.20</b>	Titik Angkat untuk Pelat Beton Prcetak dengan 4 Titik Angkat .....	33

<b>Gambar 2.21</b>	Titik Angkat untuk Pelat Beton Pracetak dengan 8 Titik Angkat .....	34
<b>Gambar 2.22</b>	Titik Angkat untuk Balok Beton Pracetak ....	35
<b>Gambar 3.1</b>	<i>Flowchart</i> Pengerjaan Tugas Akhir .....	41
<b>Gambar 3.2</b>	Pengangkatan Pelat dengan 4 Titik Angkat .	45
<b>Gambar 3.3</b>	Sambungan Balok-Kolom dengan Menggunakan Konsol.....	52
<b>Gambar 3.4</b>	Sambungan Balok Induk-Balok Anak.....	53
<b>Gambar 3.5</b>	Desain Sambungan Diafragma Balok dan Pelat Lantai.....	53
<b>Gambar 4.1</b>	Denah Struktur Apartemen Galeri Ciumbuleuit Bandung .....	57
<b>Gambar 4.2</b>	Daerah Pembebanan Kolom dengan Bentang Terbesar .....	61
<b>Gambar 4.3</b>	Tipe Pelat HS 3500x1500 .....	71
<b>Gambar 4.3</b>	Tulangan Terpasang pada Pelat Tipe HS 1 ..	82
<b>Gambar 4.4</b>	Diagram Gaya Geser Horizontal Penampang Komposit .....	83
<b>Gambar 4.5</b>	Jarak Tulangan Angkat .....	88
<b>Gambar 4.6</b>	Titik Angkat Pelat Type HS2 .....	91
<b>Gambar 4.7</b>	(a) Dimensi balok anak sebelum komposit, (b) Dimensi balok anak saat overtopping, (c) Dimensi balok anak saat komposit .....	92
<b>Gambar 4.8</b>	Denah Pembebanan Balok Sekunder BA1 ..	93
<b>Gambar 4.9</b>	Penulangan daerah tumpuan (a) Tulangan balok anak sebelum komposit (b) Tulangan Balok anak saat overtopping dan (c) Tulangan Balok anak saat komposit .....	105
<b>Gambar 4.10</b>	Penulangan daerah lapangan (a) Tulangan balok anak sebelum komposit (b) Tulangan Balok anak saat overtopping dan (c) Tulangan Balok anak saat komposit .....	105
<b>Gambar 4.11</b>	Momen saat Pengangkatan Balok Anak .....	106
<b>Gambar 4.12</b>	Letak Titik Pengangkatan .....	107
<b>Gambar 4.13</b>	Denah Perencanaan Tangga .....	111

<b>Gambar 4.14</b>	Sketsa Beban Pada Tangga .....	113
<b>Gambar 4.15</b>	Free Body Diagram Gaya-Gaya Dalam Pada Tangga .....	115
<b>Gambar 4.16</b>	Bidang Lintang (D) pada Tangga .....	115
<b>Gambar 4.17</b>	Bidang Normal (N) pada Tangga .....	116
<b>Gambar 4.18</b>	Bidang Momen (M) pada Tangga .....	116
<b>Gambar 4.19</b>	Denah Lift .....	121
<b>Gambar 4.20</b>	Input Beban Mati Terpusat Akibat Lift.....	122
<b>Gambar 4.21</b>	Input Beban Merata Akibat Beban Hidup....	123
<b>Gambar 4.22</b>	Momen Balok Lift Akibat Kombinasi 1,2DL + 1,6LL .....	123
<b>Gambar 4.23</b>	Gaya Geser balok Lift Akibat Kombinasi 1,2DL + 1,6LL.....	123
<b>Gambar 4.24</b>	Pemodelan Struktur .....	127
<b>Gambar 4.25</b>	Koordinat dan Lokasi Bangunan yang Ditinjau .....	138
<b>Gambar 4.26</b>	Respons Spektrum Desain dari Program Bantu Spektra Indonesia .....	138
<b>Gambar 4.27</b>	Nilai Periode Fundamental Struktur .....	142
<b>Gambar 4.28</b>	Grafik Simpangan Gempa Arah-X .....	153
<b>Gambar 4.29</b>	Grafik Simpangan Gempa Arah-Y .....	153
<b>Gambar 4.30</b>	Lokasi Peninjauan Balok Induk B1 As E ; 2 - 3 .....	164
<b>Gambar 4.31</b>	Pembebanan Balok Induk Sebelum Komposit .....	165
<b>Gambar 4.32</b>	Pembebanan Balok Induk Sebelum Komposit .....	168
<b>Gambar 4.33</b>	Penampang balok T.....	169
<b>Gambar 4.34</b>	Nilai gaya Geser Pada Balok.....	183
<b>Gambar 4.35</b>	Nilai Defleksi Balok dengan Beban 1D+1L	186
<b>Gambar 4.36</b>	Momen Saat Pengangkatan Balok Induk .....	187
<b>Gambar 4.37</b>	Letak Titik Pengangkatan Balok Induk.....	188
<b>Gambar 4.38</b>	Perspektif Gedung Apartemen Galeri Ciumbuleuit Bandung.....	192

<b>Gambar 4.39</b>	Denah Lantai Gedung Galeri Ciumbuleuit Bandung.....	193
<b>Gambar 4.40</b>	Diagram Interaksi P-M PcaColumn Sumbu X .....	195
<b>Gambar 4.41</b>	Diagram Interaksi P-M PcaColumn Sumbu Y .....	196
<b>Gambar 4.42</b>	Ilustrasi Kuat Mmen yang Bertemu di HBK	197
<b>Gambar 4.43</b>	Output Diagram Interaksi P-M Kolom Desain Bawah X .....	199
<b>Gambar 4.44</b>	Output Diagram Interaksi P-M Kolom Desain Atas X.....	200
<b>Gambar 4.45</b>	Output Diagram Interaksi P-M Kolom Desain Bawah Y .....	201
<b>Gambar 4.46</b>	Output Diagram Interaksi P-M Kolom Desain Atas Y .....	202
<b>Gambar 4.47</b>	Momen Nominal Kolom Atas $F_s=1,25F_y$ ....	206
<b>Gambar 4.48</b>	Momen Nominal Kolom Bawah $F_s=1,25F_y$	206
<b>Gambar 4.49</b>	Momen Nominal Kolom Atas $F_s=1,25F_y$ ....	209
<b>Gambar 4.50</b>	Momen Nominal Kolom Bawah $F_s=1,25F_y$	209
<b>Gambar 4.51</b>	Penulangan Kolom Lantai B1-3 Pada Penampang Arah X.....	213
<b>Gambar 4.52</b>	Penulangan Kolom Lantai B1-3 Pada Penampang Arah Y.....	214
<b>Gambar 4.53</b>	Denah Penempatan Dinding Geser .....	216
<b>Gambar 4.54</b>	Penampang Dinding Geser Type 1 .....	217
<b>Gambar 4.55</b>	Diagram Interaksi P-M Shearwall Arah X...	224
<b>Gambar 4.56</b>	Diagram Interaksi P-M Shearwall Arah Y...	224
<b>Gambar 4.57</b>	Nilai Simpangan Pada Dinding Geser Terbesar .....	225
<b>Gambar 4.58</b>	Rencana Penulangan Shearwall Type 1 .....	228
<b>Gambar 4.59</b>	Rencana Penulangan Shearwall Type 2 .....	229
<b>Gambar 4.60</b>	Panjang Pracetak Pada Tumpuan .....	230
<b>Gambar 4.61</b>	Mekanisme Pemindahan Beban .....	231
<b>Gambar 4.62</b>	Mekanisme Keruntuhan .....	232

<b>Gambar 4.63</b>	Model Sambungan Balok pada Konsol Kolom .....	233
<b>Gambar 4.64</b>	Geometrik Konsol Pendek .....	235
<b>Gambar 4.65</b>	Panjang Penyaluran Kait Standard Balok Induk .....	241
<b>Gambar 4.66</b>	Sambungan Dapped End .....	249
<b>Gambar 4.67</b>	Panjang Penyaluran Pelat .....	250
<b>Gambar 4.68</b>	Sambungan Antar Half Slab.....	251
<b>Gambar 4.69</b>	Denah Rencana Pondasi .....	255
<b>Gambar 4.70</b>	Letak Pengambilan Sample tanah Apartemen Galeri Ciumbuleuit Bandung.....	256
<b>Gambar 4.71</b>	Grafik Boring Log BH-2 dan H-3 .....	257
<b>Gambar 4.72</b>	Statigrafi.....	259
<b>Gambar 4.73</b>	Diagram Interaksi Bore Pile Arah X.....	264
<b>Gambar 4.74</b>	Diagram Interaksi Bore Pile Arah X.....	265
<b>Gambar 4.75</b>	Pemodelan Pile Cap Pada ETABS .....	270
<b>Gambar 4.76</b>	Diagram Momen Max Pada Poer Menggunakan Program BantuETABS .....	271
<b>Gambar 4.77</b>	Momen Max positif Pada Poer Menggunakan Program Bantu ETABS .....	271
<b>Gambar 4.78</b>	Momen Max Negatif Pada Poer Menggunakan Program Bantu ETABS .....	272
<b>Gambar 5.1</b>	Pekerjaan Kolom dengan Metoda <i>Cast In-Site</i> .....	276
<b>Gambar 5.2</b>	Pemasangan Balok Anak Pracetak.....	276
<b>Gambar 5.3</b>	Pemasangan <i>Half Slab Precast</i> .....	278

## DAFTAR TABEL

<b>Tabel 2.1</b> Klasifikasi Situs .....	12
<b>Tabel 2.2</b> Kategori Desain Gempa Berdasarkan Parameter Percepatan Respons Period Pendek .....	15
<b>Tabel 2.3</b> Perbandingan antara Sambungan Basah dan Sambungan Kering.....	32
<b>Tabel 3.1</b> Kategori Desain Gempa Berdasarkan Parameter Percepatan Respons Period Pendek .....	48
<b>Tabel 3.2</b> Kategori Desain Gempa Gempa Berdasarkan Parameter Percepatan Respon Period 1 Detik....	49
<b>Tabel 4.1</b> Resume Dimensi Balok.....	59
<b>Tabel 4.3</b> Resume Perencanaan Pelat Lantai 1s/dAtap .....	91
<b>Tabel 4.4</b> Hyundai Luxen Type EN81 Standard Passenger Elevator .....	121
<b>Tabel 4.5</b> Beban Lantai Dasar .....	129
<b>Tabel 4.6</b> Beban Lantai 1 s/d 3.....	130
<b>Tabel 4.7</b> Beban Lantai 4 s/d 8.....	131
<b>Tabel 4.8</b> Beban Lantai 9 s/d 13.....	132
<b>Tabel 4.9</b> Beban Lantai 14 s/d 18.....	133
<b>Tabel 4.10</b> Beban Lantai Atap.....	134
<b>Tabel 4.11</b> Beban Yang Bekerja Pada Tiap Lantai .....	136
<b>Tabel 4.12</b> Tabel Output Program Bantu Spektra Indo .....	139
<b>Tabel 4.13</b> Kategori Desain Gempa Berdasarkan Parameter Percepatan Respons Period Pendek .....	140
<b>Tabel 4.14</b> Kategori Desain Gempa Berdasarkan Parameter Percepatan Respons Period 1 detik .....	141
<b>Tabel 4.15</b> Gaya Gempa ( $F_x$ ) Pada Tiap Lantai.....	145
<b>Tabel 4.16</b> Gaya Gempa ( $F_y$ ) Pada Tiap Lantai.....	146
<b>Tabel 4.17</b> Nilai Base <i>Reaction</i> .....	147
<b>Tabel 4.18</b> Gaya Geser Dasar ( $V$ ) Pada Masing-Masing Arah .....	147
<b>Tabel 4.19</b> Kontrol Base <i>Reaction</i> .....	148
<b>Tabel 4.20</b> Faktor Skala Gempa Dinamik .....	148
<b>Tabel 4.21</b> Gempa Dinamik dengan Faktor Skala.....	148



<b>Tabel 4.22</b>	Jumlah Respon Ragam .....	149
<b>Tabel 4.23</b>	Kontrol Dual System SRPM dan Shearwall.....	150
<b>Tabel 4.24</b>	Kontrol Simpangan Antar Lantai Akibat Gempa Arah x.....	151
<b>Tabel 4.25</b>	Kontrol Simpangan Antar Lantai Akibat Gempa Arah y.....	152
<b>Tabel 4.26</b>	Perhitungan koefisien Stabilitas arah X .....	155
<b>Tabel 4.27</b>	Perhitungan koefisien Stabilitas arah Y .....	156
<b>Tabel 4.28</b>	Output ETABS eksentisitas Torsi Bawaan .....	157
<b>Tabel 4.29</b>	Output ETABS eksentisitas Torsi Bawaan .....	158
<b>Tabel 4.30</b>	Nilai Ketidakberaturan Torsi untuk Gempa arah X dominan.....	159
<b>Tabel 4.31</b>	Nilai Ketidakberaturan Torsi untuk Gempa arah Y dominan.....	160
<b>Tabel 4.31</b>	Perhitungan untuk Penentuan Eksentrisitas Desain pada arah sumbu X (edx) .....	161
<b>Tabel 4.32</b>	Perhitungan untuk Penentuan Eksentrisitas Desain pada arah sumbu Y (edy) .....	162
<b>Tabel 4.34</b>	Rekapitulasi Kebutuhan Tulangan Lentur Balok Induk .....	191
<b>Tabel 4.35</b>	Rekapitulasi Kebutuhan Tulangan Geser Balok Induk .....	191
<b>Tabel 4.36</b>	Rekapitulasi Gaya Dalam Kolom Lantai B1 .....	194
<b>Tabel 4.37</b>	Rekapitulasi Kebutuhan Tulangan Longitudinal Kolom .....	215
<b>Tabel 4.38</b>	Rekapitulasi Kebutuhan Tulangan Geser Kolom .....	215
<b>Tabel 4.39</b>	Rekapitulasi Gaya Dalam Dinding Geser .....	218
<b>Tabel 4.40</b>	Broshur Tiang Pancang WKA Beton.....	258
<b>Tabel 4.41</b>	Reaksi Terbesar Pada Tiap Joint .....	259
<b>Tabel 4.42</b>	Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal .....	262
<b>Tabel 6.1</b>	Resume Perencanaan Pelat Lantai 1 s/d Atap .....	277
<b>Tabel 6.2</b>	Rekapitulasi Kebutuhan Tulangan Lentur Balok .....	278
<b>Tabel 6.3</b>	Rekapitulasi Tulangan Geser Balok .....	278

<b>Tabel 6.4</b> Rekapitulasi Kebutuhan Tulangan Longitudinal	
Kolom .....	279
<b>Tabel 6.5</b> Rekapitulasi Kebutuhan Tulangan Geser Kolom	279

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar Belakang Masalah**

Perencanaan struktur khususnya struktur bangunan gedung beton bertulang yang umum digunakan di Indonesia, harus di desain dengan mempertimbangkan pengaruh gempa terhadap struktur, dengan kata lain bangunan harus kuat menahan gempa yang terjadi. Besarnya gaya gempa yang diterima struktur dipengaruhi oleh beberapa faktor, salah satunya adalah karakteristik struktur bangunan antara lain beban yang bekerja, bentuk bangunan, massa bangunan, dan kekakuan (Nugroho, 2015). Disamping bangunan harus kuat menahan gaya gempa, tuntutan akan kecepatan pelaksanaan pembangunan pada saat ini semakin meningkat terutama di kota-kota besar. Hal ini disebabkan lahan yang semakin sempit serta lalu lintas semakin padat sehingga diperlukan penyelesaian waktu pembangunan yang relatif cepat. Dalam mengatasi masalah tersebut, metode pracetak telah terbukti dapat diandalkan namun metode ini baru efektif apabila dipergunakan secara masal dan berulang (Niken, 2008). Contoh bangunan-bangunan yang telah banyak menggunakan metode pracetak adalah apartemen, hotel dan perkantoran.

Beton pracetak (*pre-cast*) adalah salah satu inovasi yang kini banyak digunakan dalam proses konstruksi, hal ini karena beton pracetak memiliki beberapa kelebihan dibandingkan metode konvensional (Mudzakir dkk, 2015). Beton pracetak memiliki beberapa keuntungan antara lain dapat mempercepat waktu pengerjaan, proses produksi yang tidak tergantung cuaca, tidak memerlukan tempat penyimpanan material yang luas, meminimalisir terjadi-nya sisa material yang terbuang (*waste*),

kontrol kualitas beton lebih terjamin dan tidak memerlukan perlakuan khusus sehingga dapat mereduksi durasi dan biaya proyek (Mudzakir dkk, 2015). Adanya sisa material konstruksi (*waste*) harus dikurangi atau bahkan dihilangkan dalam setiap tahap pekerjaannya karena merupakan kerugian. Struktur beton pracetak umumnya direncanakan dengan metode emulsi yaitu dengan menganggap struktur tersebut bersifat seperti struktur monolit, sehingga struktur beton pracetak direncanakan dan disesuaikan dengan peraturan yang berlaku bagi rangka beton monolit (Niken, 2008). Sambungan merupakan bagian struktur pracetak yang paling penting dalam mentransfer gaya dan berperilaku sebagai penghubung disipasi energi antara komponen-komponen pracetak yang disambung, tetapi tidak mempunyai keuntungan dalam kontinuitas tulangan dan integritas bila dibandingkan dengan struktur monolit. (Castro dalam Niken, 2008).

Apartemen Galeri Ciumbuleuit Bandung adalah gedung apartemen yang terletak di Kota Bandung-Jawa Barat yang termasuk pada daerah gempa kuat dan terdiri dari 20 lantai, dengan ketinggian bangunan +63.00m. Gedung tersebut di bangun dengan sistem ganda (*dual system*) dan menggunakan material beton bertulang dengan metode cor di tempat(*cast in-site*). Berdasarkan hal tersebut, komponen struktur yang semula menggunakan metode cor di tempat (*cast in-site*) akan dimodifikasi menggunakan metode pracetak (*pre-cast*). Struktur pracetak tersebut harus kuat menahan gaya vertikal dan gaya lateral yang bekerja, dengan tujuan dapat menghasilkan desain gedung yang tahan gempa sesuai persyaratan yang berlaku dan memperoleh hasil yang efisien. Sehingga bisa menjadi alternatif dalam merencanakan bangunan yang tahan gempa dengan metode pracetak.

## 1.2 Perumusan Masalah

Perumusan-perumusan masalah yang tinjauan pada tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Bagaimana merencanakan *preliminary design* struktur utama dan sekunder?
2. Bagaimana merencanakan elemen-elemen struktur beton pracetak?
3. Bagaimana menerapkan konsep perencanaan sistem ganda sesuai SNI 2847:2013 dan SNI 1726:2012?
4. Bagaimana merencanakan detail sambungan pada elemen pracetak?
5. Bagaimana merencanakan pondasi yang dapat mendukung kestabilan struktur?
6. Bagaimana menuangkan gambar teknik dari hasil perencanaan dan perhitungan?

## 1.3 Tujuan Perencanaan

Adapun tujuan Perencanaan pada tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Merencanakan *preliminary design* struktur utama dan sekunder
2. Merencanakan elemen-elemen struktur beton pracetak
3. Menerapkan konsep perencanaan sistem ganda sesuai SNI 2847:2013 dan SNI 1726:2012
4. Merencanakan detail sambungan pada elemen pracetak
5. Merencanakan pondasi struktur yang dapat mendukung kestabilan struktur
6. Menuangkan gambar teknik dari hasil perencanaan dan perhitungan

#### **1.4 Batasan Masalah**

Adapun batasan-batasan masalah pada tugas akhir ini meliputi:

1. Beton pracetak yang digunakan adalah beton pracetak biasa (*non prestress*)
2. Elemen struktur yang direncanakan menggunakan beton pracetak adalah balok dan pelat.
3. Tidak meninjau masalah perubahan volume akibat perubahan temperature, *creep* dan *shrinkage* beton
4. Tidak membandingkan kecepatan pelaksanaan konstruksi menggunakan metode pracetak dan menggunakan metode cor ditempat
5. Tidak meninjau rencana anggaran biaya dan metode pelaksanaan
6. Perencanaan tidak memperhitungkan arsitektural, sistem plumbing, mekanikal elektrik, sanitasi dan finishing
7. Pemodelan dan Analisa struktur menggunakan program bantu ETABS v2013, PCA COL

#### **1.5 Manfaat Perencanaan**

Manfaat yang diharapkan dalam Tugas Akhir ini yaitu diharapkan bisa memberikan alternatif perencanaan bangunan tahan gempa menggunakan metode pracetak agar mempercepat proses pelaksanaan dilapangan, mengingat metode ini sangat dibutuhkan dan sering digunakan dalam pelaksanaan konstruksi.

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Konsep Bangunan Tahan Gempa**

(Budiono 2011 dalam Suhaimi, dkk 2014) menyatakan bahwa membangun bangunan yang dapat menahan bangunan tahan gempa adalah tidak ekonomis. Oleh karena itu prioritas utama dalam membangun bangunan tahan gempa adalah terciptanya suatu bangunan yang dapat mencegah terjadinya korban, serta memperkecil kerugian harta benda. Dari hal tersebut filosofi dan konsep dasar perencanaan bangunan tahan gempa terbagi 3 macam, yaitu:

1. Pada saat terjadi gempa ringan, struktur bangunan dan fungsi bangunan harus dapat tetap berjalan (*serviceable*) sehingga struktur harus kuat dan tidak ada kerusakan baik pada elemen struktural dan elemen nonstruktural bangunan.
2. Pada saat terjadi gempa moderat atau medium, struktur diperbolehkan mengalami kerusakan pada elemen nonstruktural, tetapi tidak diperbolehkan terjadi kerusakan pada elemen struktural.
3. Pada saat terjadi gempa besar, diperbolehkan terjadi kerusakan pada elemen struktural dan nonstruktural, namun tidak boleh sampai menyebabkan bangunan runtuh sehingga tidak ada korban jiwa atau dapat meminimalkan jumlah korban jiwa.

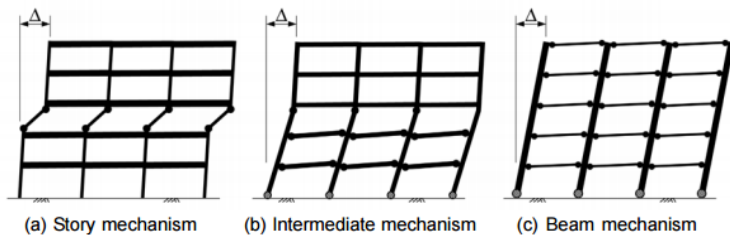
Bangunan tinggi tahan gempa umumnya menggunakan elemen-elemen struktur kaku berupa dinding geser untuk menahan kombinasi gaya geser, momen, dan gaya aksial yang timbul akibat beban gempa. Dengan adanya dinding geser yang kaku pada bangunan, sebagian besar beban gempa akan terserap oleh dinding geser tersebut. Perencanaan geser pada dinding struktural untuk bangunan tahan gempa didasarkan pada besarnya gaya dalam yang terjadi akibat beban gempa. Namun, dalam prakteknya masih terdapat keraguan akan keandalan hasil desain dinding geser



berdasarkan konsep desain ini. Hal ini menyebabkan masih disyaratkannya konsep desain kapasitas untuk perencanaan dinding geser dalam berbagai proyek gedung tinggi di Indonesia. Menurut konsep desain kapasitas, kuat geser dinding didesain berdasarkan momen maksimum yang paling mungkin terjadi di dasar dinding. Secara umum, desain berdasarkan konsep ini tentu saja akan menghasilkan desain yang lebih aman (Imran dkk, 2008).

## 2.2 Konsep Desain Kapasitas

Dalam perencanaan struktur, perencanaan *limit states design*nya disebut *Capacity Design* atau desain kapasitas yang berarti bahwa ragam keruntuhan struktur akibat pembebanan yang besar ditentukan lebih dahulu dengan elemen-elemen kritisnya dipilih sedemikian rupa agar mekanisme keruntuhannya dapat memancarkan energi yang sebesar-besarnya. Agar elemen-elemen kritis dapat dijamin pembentukannya secara sempurna maka elemen-elemen lainnya harus direncanakan khusus, agar lebih kuat dibandingkan elemen-elemen kritis. Salah satu filsafat yang dikenal dalam perencanaan *capacity design* disebut Kolom Kuat-Balok Lemah. (Kahiking, 2013) berikut macam-macam mekanisme keruntuhan, seperti yang terdapat pada Gambar 2.1



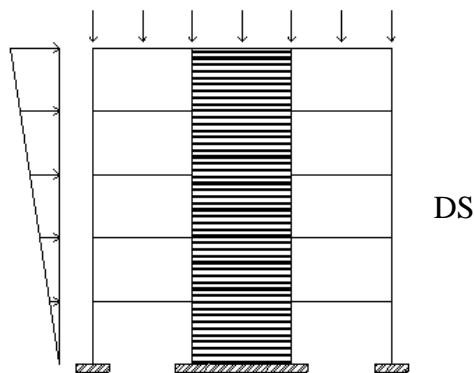
**Gambar 2.1** Macam-macam mekanisme keruntuhan pada portal

Sumber : Jack P.Moehle et al, 2008

### 2.3 Sistem Ganda (*Dual System*)

Berdasarkan SNI 1726:2012 sistem ganda adalah sistem struktur dengan rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap, sedangkan beban lateral yang diakibatkan oleh gempa dipikul oleh sistem rangka pemikul momen dan dinding geser ataupun oleh rangka pemikul momen dan rangka bresing.

Tipe sistem struktur ini memiliki 3 ciri dasar, yaitu : Pertama, rangka ruang lengkap berupa Sistem Rangka Pemikul Momen yang penting berfungsi memikul beban gravitasi. Kedua, pemikul beban lateral dilakukan oleh Dinding Struktural dan Sistem Rangka Pemikul Momen dimana yang tersebut terakhir ini harus secara tersendiri sanggup memikul sedikitnya 25 % dari beban dasar geser nominal. Ketiga, Dinding Struktural dan Sistem Rangka Pemikul Momen direncanakan untuk menahan beban dasar geser nominal ( $V$ ) secara proposional berdasarkan kekakuan relatifnya. Sistem Ganda dapat memberikan hasil yang baik untuk memperoleh daktilitas dan kekakuan sistem struktur. (Khoirun Hasibuan et al, 2014) Seperti yang diilustrasikan pada Gambar 2.2



**Gambar 2.2** Sistem Ganda (*Dual System*)

Sumber : Purwono, 2005

### 2.3.1 Dinding Geser ( *Shearwall* )

Dinding struktural pada bangunan berbentuk rangka (frame building) harus dirancang sedemikian rupa sehingga memiliki kekakuan yang memadai yang diperlukan untuk mengurangi simpangan antar lantai yang disebabkan oleh gempa. Dinding seperti itu disebut dinding geser. Fungsi lainnya adalah untuk mengurangi kemungkinan kehancuran komponen nonstruktural yang ada pada gedung pada umumnya. Gedung yang diperkaku dengan dinding geser dianggap lebih efektif daripada gedung dengan rangka kaku, dengan mempertimbangkan pembatasan kehancuran, keamanan secara keseluruhan dan keandalan struktur. Hal ini berdasarkan fakta bahwa dinding geser dianggap lebih kaku daripada elemen rangka biasa sehingga dapat menahan beban lateral yang lebih besar akibat gempa, dan di saat yang bersamaan dapat membatasi simpangan antar lantai. (Nawy 2005: 741, dalam robach 2009)

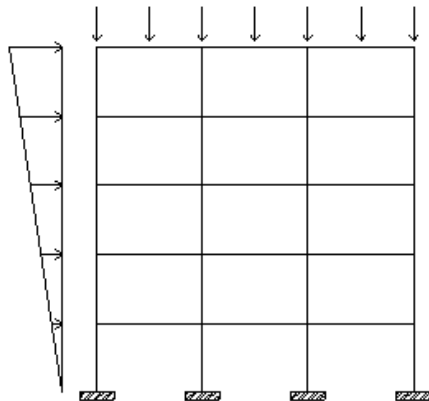
Salah satu hal pokok yang harus dipertimbangkan dalam perencanaan dinding geser pada Sistem Ganda adalah penempatan dinding geser. Dalam sistem gedung tinggi yang bentuknya tidak beraturan, seringkali terjadi eksentrisitas yang berlebihan. Eksentrisitas pada gedung terjadi karena tidak berimpitnya pusat massa dan pusat kekakuan gedung. Eksentrisitas yang besar dapat menyebabkan rotasi pada gedung. Untuk itu, dinding geser harus ditempatkan sedemikian rupa untuk membatasi eksentrisitas itu, atau dengan kata lain agar didapatkan eksentrisitas sekecil mungkin. Selain itu, yang harus menjadi pertimbangan adalah bentuk denah gedung dan tata guna lantai, di mana dinding geser yang menerus umumnya diletakkan di dekat tangga atau lift untuk menghindari terganggunya sirkulasi ruang dan menjaga kenyamanan pengguna gedung. (robach, 2009)

Perencanaan dinding geser sebagai elemen struktur penahan beban gempa pada gedung bertingkat bisa dilakukan dengan konsep gaya dalam (yaitu dengan hanya meninjau gaya-gaya dalam yang terjadi akibat kombinasi beban gempa) atau dengan konsep desain kapasitas seperti yang telah tercantum dalam

SNI 03-2847-2013. Pada saat dinding geser mencapai level beban maksimum, ada kemungkinan dinding geser yang didesain dengan menggunakan konsep gaya dalam sudah mencapai level maksimum gaya gesernya, namun keruntuhan yang terjadi masih bisa bersifat daktail. Keruntuhan geser pada struktur dinding pada umumnya dapat bersifat daktail selama penulangannya dipasang dua arah dan tidak menyimpang dari rasio yang ditetapkan oleh SNI 03-2847-06 (Imran dkk, 2008).

### 2.3.2 Sistem Rangka Pemikul Momen ( SRPM )

Menurut SNI 1726:2012 sistem rangka pemikul momen merupakan sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang yang berfungsi untuk memikul beban gravitasi secara lengkap. Sedangkan beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur seperti yang diilustrasikan pada Gambar 2.3. SRPM ini dibagi menjadi tiga jenis, yaitu : Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB), Sistem rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM), dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).



**Gambar 2.3** Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM)

Sumber : Purwono (2005)

Berdasarkan SNI 2847:2013, perencanaan pembangunan gedung bertingkat untuk daerah dengan resiko gempa tinggi menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Struktur beton bertulang yang berada pada wilayah gempa dan resiko gempa kuat (kerusakan merupakan resiko utama), maka komponen struktur harus memenuhi syarat perencanaan dan pendetailan dari SNI 2847:2013 pasal 21.5.

Integritas struktur dalam rentang waktu perilaku in-elastik harus dipertahankan mengingat beban gempa nominal yang ditentukan oleh SNI 1726:2012 hanya merupakan sebagian dari beban gempa rencana. Karena itu, selisih energi beban gempa itu harus mampu disebar dan diserap oleh struktur yang bersangkutan dalam membentuk kemampuan berdeformasi secara in-elastik. Kemampuan ini yang disebut sebagai daktilitas struktur, diwujudkan dengan syarat detail yang diatur dalam SNI 2847:2013 pasal 21.5.

## **2.4 Faktor Daktilitas**

Daktilitas didefinisikan sebagai kemampuan suatu struktur untuk menahan respon inelastik yang dominan sambil mempertahankan sebagian besar dari kekuatan awalnya dalam memikul beban. Faktor daktilitas adalah rasio deformasi inelastis yang terjadi pada struktur selama pembebanan berlangsung, seperti beban gempa, terhadap deformasi yang terjadi pada saat struktur mengalami leleh pertama. Deformasi yang terjadi dapat berupa perpindahan translasi, perpindahan rotasi, kelengkungan, dan regangan.

Dalam perencanaan struktur beton, hanya daktilitas penampang dan daktilitas struktural yang diperhitungkan. Daktilitas penampang menggambarkan sifat inelastik penampang akibat momen lentur, sedangkan daktilitas struktural menggambarkan sifat inelastik struktur akibat beban lateral. Daktilitas penampang digambarkan dalam kurva momen – kelengkungan, sedangkan daktilitas struktural dalam kurva gaya lateral – lendutan lateral (Artiningsih, 2008).

## 2.5 Pembebanan

Perhitungan pembebanan mengacu pada SNI 1727:2013 dan SNI 1726:2012 untuk beban gempa. Perhitungan pembebanan tersebut nantinya sebagai input beban pemodelan struktur.

### 2.5.1 Beban Mati

Beban mati terdiri dari berat sendiri elemen struktur dan berat mati tambahan. Berat sendiri dari elemen struktur dihitung secara manual dengan dimensi struktur yang sudah ditentukan pada saat preliminary desain. Sementara untuk berat mati tambahan (*Superimposed Dead Load*) yang terdiri atas beban merata pada pelat serta beban akibat dinding.

### 2.5.2 Beban Hidup

Berdasarkan SNI 1727:2013 Tabel 4-1 beban hidup pada plat lantai digunakan sebesar  $1.92 \text{ kN/m}^2$ . Sedangkan untuk lantai atap digunakan sebesar  $0.96 \text{ kN/m}^2$ . Reduksi beban hidup dalam peninjauan gempa diambil sebesar 50%

### 2.5.3 Beban Gempa

Pada perhitungan gempa dilakukan dengan analisis gempa dinamis yang mengacu pada SNI 1726:2012 yang dilakukan berdasarkan analisis respon spektrum dengan parameter-parameter berikut ini.

#### 1. Respons Spektrum Desain

Respons spektrum desain dihitung dengan program bantu Spektra Indonesia dengan parameter-parameter yang mengacu pada SNI 1726:2012. Adapun tahapan-tahapannya adalah sebagai berikut:

- **Penentuan Kelas Situs**

Menurut SNI 1726:2012 pasal 5.3 untuk menentukan klasifikasi situs dapat ditentukan salah satunya dengan menentukan

nilai  $N$  berdasarkan data hasil SPT. Adapun definisi parameter kelas situs yang menggunakan data SPT dapat dilihat pada Tabel 2.1.

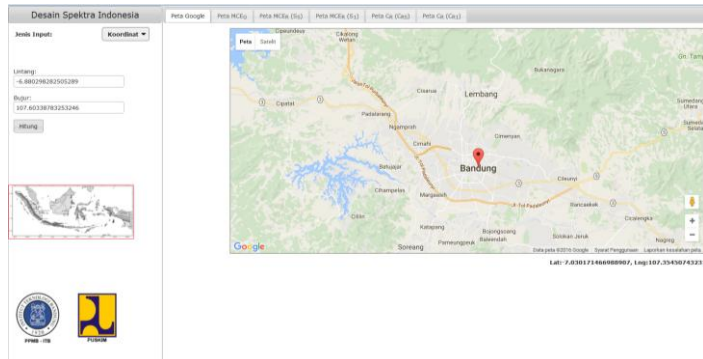
**Tabel 2.1** Klasifikasi Situs

Kelas situs	$\bar{v}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{S}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	$\geq 100$
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	$<175$ $<15$ $<50$ Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Indeks plastisitas, <math>PI &gt; 20</math>,</li> <li>2. Kadar air, <math>w \geq 40\%</math>, <math>\bar{S}_u &lt; 25</math> kPa</li> <li>3. Kuat geser niralir, <math>\bar{S}_u &lt; 25</math> kPa</li> </ol>		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti pasal 6.10.1)	Setiap profil tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: <ul style="list-style-type: none"> <li>- Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah</li> <li>- Lempung sangat organik dan/atau gambut(ketebalan <math>H &gt; 3</math> m)</li> <li>- Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan <math>H &gt; 7,5</math> m dengan Indeks Plastisitas, <math>PI &gt; 75</math>)</li> </ul> Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{S}_u < 50$ kPa		

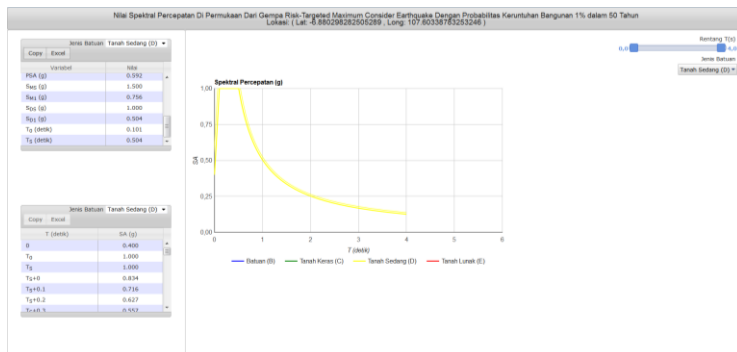
Sumber: SNI 1726:2012

- **Penentuan Nilai  $S_{Ds}$  dan  $S_{D1}$**

Apartemen Galeri Ciumbuleuit Bandung berada di JL.Ciumbuleuit Kota Bandung dengan koordinat lintang : - 6.880298282505289, bujur : 107.60338783253246 seperti yang terlihat pada dengan jenis tanah di inputkan ke program bantu Spektra Indonesia seperti yang terlihat pada gambar 2.4 dan gambar 2.5 peta gempa  $S_S$  dan  $S_1$  pada program bantu spektra indo diperlihatkan pada Gambar 2.6 dan 2.7

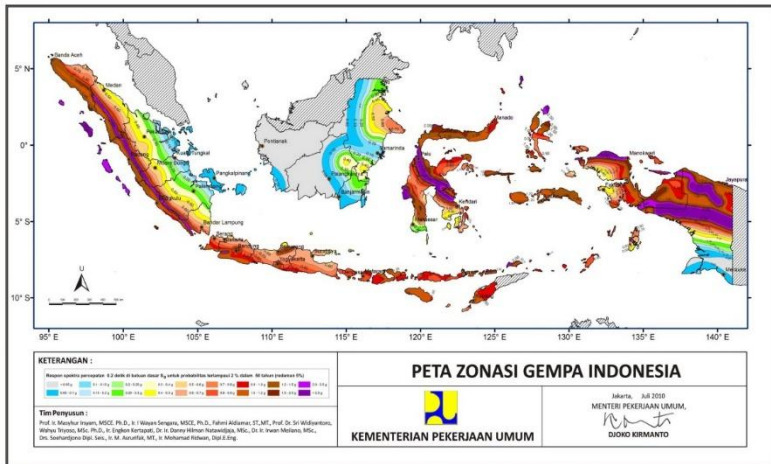


**Gambar 2.4** Koordinat dan Lokasi Bangunan yang Ditinjau  
Sumber: Program Bantu Spektra Indonesia



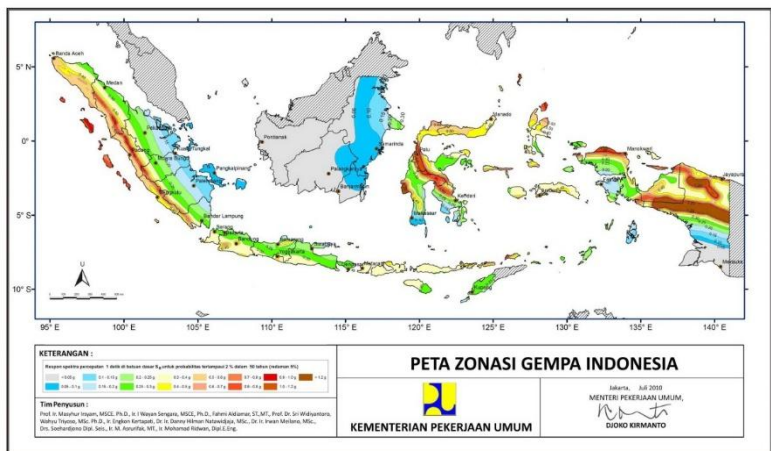
**Gambar 2.5** Respons Spektrum Desain Spektra Indonesia  
Sumber: Program Bantu Spektra Indonesia





**Gambar 2.6** Peta Respons Spektra Percepatan 0,2 detik berdasarkan SNI 1726:2012

Sumber: Program Bantu Spektra Indonesia



**Gambar 2.7** Peta Respons Spektra Percepatan 1 detik berdasarkan SNI 1726:2012

Sumber: Program Bantu Spektra Indonesia

- **Penentuan Kategori Risiko Bangunan Dan Kategori Desain Seismik**

Penentuan kategori risiko bangunan disesuaikan dengan fungsi dari bangunan itu sendiri yang dapat dilihat pada SNI 1726:2012 Tabel 1, penentuan kategori desain gempa sesuai dengan SNI 1726:2012, dapat dilihat pada Tabel 2.2 dan 2.3

**Tabel 2.2** Kategori Desain Gempa Berdasarkan Parameter Percepatan Respon Period Pendek

Nilai $S_{Ds}$	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{Ds} < 0.167$	A	A
$0.167 < S_{Ds} < 0.33$	B	C
$0.33 < S_{Ds} < 0.50$	C	D
$0.50 \leq S_{Ds}$	D	D

**Tabel 2.3** Kategori Desain Gempa Berdasarkan Parameter Percepatan Respon Period 1 detik

Nilai $S_{D1}$	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0.167$	A	A
$0.067 \leq S_{D1} < 0.133$	B	C
$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	C	D
$0.20 \leq S_{D1}$	D	D

## 2. Penentuan Gaya Geser Dasar Seismik

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.1, gaya gempa lateral didapat dengan mengalikan dengan berat bangunan dengan koefisien respons seismik.

$$V = C_s \cdot W_t \quad (2.1)$$

Berikut tahapan-tahapan menghitung gaya geser dasar seismik:

- **Penentuan Koefisien  $C_d$ ,  $R$ ,  $\Omega_0$**

Struktur direncanakan dengan sistem ganda. Berdasarkan tabel 12.2-1 SNI 1726:2012 didapatkan nilai faktor pembesaran defleksi ( $C_d$ ) = 5.5 nilai koefisien modifikasi respon ( $R$ ) = 7 dan nilai faktor kuat lebih sistem ( $\Omega_0$ ) = 2.5.

- **Batasan Peroda Fundamental Struktur**

Berdasarkan SNI 1726 2012 Ps. 7.8.2 penentuan perkiraan perioda alami fundamental ( $T_a$ ) harus ditentukan dari persamaan 26 pada SNI 1726:2012

$$T_{a_{\text{minimum}}} = T_a = C_t h_n^x \quad (2.2)$$

Keterangan:

$h_n$  = total tinggi bangunan

$C_t$  dan  $x$  = koefisien yang ditentukan dari tabel 15 SNI 1726:2012

$$T_{a_{\text{maksimum}}} = C_u \cdot T_{a_{\text{minimum}}} \quad (2.3)$$

Keterangan:

$T_{a_{\text{minimum}}}$  = Periode fundamental struktur minimum

$C_u$  = Koefisien pada tabel 14 SNI 1726:2012

- **Menentukan Koefisien Respons Seismik**

Menentukan koefisien Respon Seismik ( $C_s$ ) ditentukan dengan perumusan berikut:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.4)$$

Dan  $C_s$  tidak perlu lebih dari:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.5)$$

Dan  $C_s$  tidak kurang dari:

$$C_s = 0,044S_{DS}I_e \geq 0,001 \quad (2.6)$$

- **Arah Pembebanan**

Arah beban gempa harus dianggap efektif 100% menahan gempa pada arah utama dan harus dianggap bersamaan menahan gempa efektif 30% pada arah tegak lurus arah utamanya. (Budiono dan Supriatna, 2011).

- **Menghitung Distribusi Vertikal Beban Gempa**

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.3, distribusi vertikal beban gempa ditentukan dengan menghitung gaya gempa pada tiap lantai,  $F_i$ . Selanjutnya nilai  $F_i$  dikalikan dengan faktor distribusi vertikal  $C_{vx}$  untuk mendapatkan nilai  $V_i$ .

$$F_x = C_{vx} V \quad (2.7)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (2.8)$$

Keterangan :

$C_{vx}$  = faktor distribusi vertikal

$w_i$  dan  $w_x$  = bagian dari berat total seismik efektif struktur (W) yang ditempatkan pada tingkat i atau x

$h_i$  dan  $h_x$  = tinggi dari dasar ke tingkat i atau x

$k$  = eksponen yang terkait dengan periode struktur yang nilainya sebagai berikut :

- untuk struktur dengan periode  $\leq 0,5$  s,  $k = 1$
- untuk struktur dengan periode  $\geq 2,5$  s,  $k = 2$   
untuk struktur dengan periode antara 0,5 s sampai 2,5s,  $k=2$

### 3. Kontrol Gaya Geser Gempa (*Base Reaction*)

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4, nilai akhir  $V_{dinamik}$  harus lebih besar sama dengan 85%  $V_{statik}$ . Maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan sebagai berikut:

$$V_{dinamik} \geq 0.85V_{statik} \quad (2.9)$$

### 4. Jumlah Respon Ragam

Untuk mendapatkan hasil analisis struktur yang baik, analisis yang dilakukan harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi minimal 90 dari massa aktual dari masing-masing arah horizontal orthogonal dari respon yang ditinjau model (SNI 1726:2012 pasal 7.9.1). Dari hasil analisis struktur, diketahui partisipasi massa telah mencapai minimal 90% .

### 5. Kontrol Simpangan Antar Lantai

Berdasarkan SNI 1726:2012 kontrol drift dan syarat drift harus ditentukan berdasarkan perumusan 34 pada SNI 1726:2012 Pasal 7.8.6 yaitu sebagai berikut :

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I} \quad (2.10)$$

Dimana:

$\delta x$  = Defleksi pada lantai ke-x

$\delta_{xe}$  = Simpangan antar lantai

$C_d$  = Faktor pembesaran defleksi

$I$  = Faktor keutamaan gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.3 untuk memenuhi persyaratan simpangan digunakan rumus :

$$\Delta_I \leq \Delta_a \quad (2.11)$$

Dimana :

$\Delta_i$  = Simpangan yang terjadi

$\Delta_a$  = Simpangan ijin antar lantai ( $\Delta_{ijin}=0.020hsx$ )

## 6. Kontrol Pengaruh P-Delta

Berdasarkan SNI 1726:2012 Ps 7.8.7 pengaruh P-delta harus diperhitungkan dengan menggunakan persamaan 35 pada SNI 1726:2012. Pengaruh P-delta tidak disyaratkan untuk diperhitungkan bila koefisien stabilitas ( $\theta$ )  $\leq 0.1$

$$\theta = \frac{P_x \Delta_{Ie}}{V_x h_{sx} C_d} \quad (2.11)$$

Dimana :

$P_x$  = Beban vertikal total pada dan diatas tingkat-x, tanpa faktor beban (kN)

$\Delta$  = Simpangan antar lantai tingkat yang terjadi secara serentak dengan  $V_x$  (mm)

$I_e$  = Faktor keutamaan gempa

$V_x$  = Gaya geser seismik yang bekerja antar tingkat x dan x-1 (kN)

$hsx$  = Tinggi tingkat dibawah tingkat x, (mm)

$C_d$  = Faktor pembesaran defleksi

## 7. Kontrol Eksentrisitas dan Torsi

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.4.1; pasal 7.8.4.2; dan pasal 7.8.4.3. terdapat dua jenis torsi yang terjadi, yaitu:

### 1. Torsi bawaan

Untuk diafragma yang tidak fleksibel, distribusi gaya lateral di masing-masing tingkat harus memperhitungkan pengaruh momen torsi bawaan,  $M_t$ , yang dihasilkan dari eksentrisitas antara lokasi pusat massa dan pusat kekakuan. Untuk diafragma fleksibel, distribusi gaya ke elemen vertikal harus memperhitungkan posisi dan distribusi massa yang didukungnya.

### 2. Torsi tak terduga

Jika diafragma tidak fleksibel, desain harus menyertakan momen torsi bawaan ( $M_t$ ) (kN) yang dihasilkan dari lokasi massa struktur ditambah momen torsi tak terduga ( $M_{ta}$ ) (kN) yang diakibatkan oleh perpindahan pusat massa dari lokasi aktualnya yang diasumsikan pada masing-masing arah dengan jarak sama dengan 5 persen dimensi struktur tegak lurus terhadap arah gaya yang diterapkan. Jika gaya gempa diterapkan secara serentak dalam dua arah ortogonal, perpindahan pusat massa 5 persen yang disyaratkan tidak perlu diterapkan dalam kedua arah orthogonal pada saat bersamaan, tetapi harus diterapkan dalam arah yang menghasilkan pengaruh yang lebih besar.

Torsi dalam SNI 1726:2012 termasuk ke dalam ketidakberaturan horizontal. Adapun definisi untuk ketidakberaturan horizontal dapat dilihat pada table 10 SNI 1726:2012. Untuk mengetahui ada tidaknya ketidakberaturan torsi pada suatu struktur dapat ditentukan dengan melihat defleksi maksimum dan defleksi rata-rata pada struktur tersebut seperti yang terlihat pada **Gambar 2.8**. berikut ini merupakan tipe dari ketidakberaturan torsi yang ditentukan berdasarkan defleksi maksimum dan defleksi rata-rata:

1.  $\delta_{\max} < 1,2 \delta_{\text{avg}}$  = Tanpa ketidakberaturan torsi
2.  $1,2 \delta_{\max} [\delta_{\max} [ < 1,4 \delta_{\text{avg}}$  = ketidakberaturan torsi 1 a
3.  $\delta_{\max} > 1,4 \delta_{\text{avg}}$  = Ketidakberaturan torsi 1b

Dalam SNI 1726:2012 terdapat parameter pembesaran momen torsi takterdug ( $A_x$ ). Struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik C, D, E, atau F, di mana tipe 1a atau 1b ketidakberaturan torsi terjadi seperti didefinisikan dalam Tabel 10 SNI 1726:2012, harus mempunyai pengaruh tingkat dengan faktor yang diperhitungkan dengan mengalikan  $M_{ta}$  di masing-masing pembesaran torsi ( $A_x$ ) seperti digambarkan dalam Gambar 2.7 dan ditentukan dari persamaan 2.12.

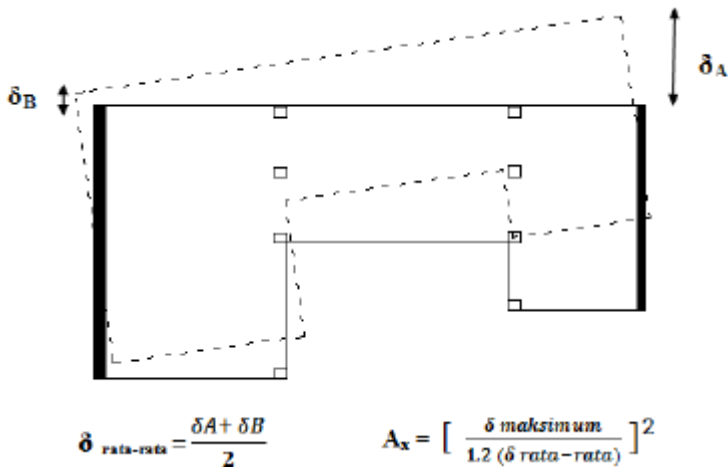
$$A_x = (\delta_{\max} / (1,2 \delta_{\text{avg}}))^2 \quad (2.12)$$

Keterangan :

$\delta_{\max}$  adalah perpindahan maksimum di tingkat  $x$  (mm) yang dihitung dengan mengasumsikan  $A_x = 1$ (mm)

$\delta_{\text{avg}}$  adalah rata-rata perpindahan di titik-titik terjauh struktur di tingkat  $x$  yang dihitung dengan mengasumsikan  $A_x = 1$ (mm)

Faktor pembesaran torsi ( $A_x$ ) tidak disyaratkan melebihi 3,0. Faktor pembesaran torsi diperlihatkan pada Gambar 2.8



**Gambar 2.8** Faktor pembesaran torsi ( $A_x$ )

Sumber: SNI 1726:2012

## 2.6 Beton Pracetak

Beton pracetak (*Precast Concrete*) adalah suatu metode pencetakan komponen secara mekanisasi dalam pabrik atau workshop dengan memberi waktu pengerasan dan mendapatkan



kekuatan sebelum dipasang. *Precast Concrete* atau Beton pracetak menunjukkan bahwa komponen struktur beton tersebut tidak dicetak atau dicor ditempat komponen tersebut akan dipasang. Biasanya ditempat lain, dimana proses pengecoran dan *curing*-nya dapat dilakukan dengan baik dan mudah. Jadi komponen beton pracetak dipasang sebagai komponen jadi, tinggal disambung dengan bagian struktur lainnya menjadi struktur utuh yang terintegrasi. (Novdin M Sianturi, 2012)

Selain persyaratan yang digunakan material konstruksi prafabrikasi, perlu diketahui juga bahwa keunggulan-keunggulan yang signifikan yang dimiliki dari teknologi beton pracetak dibandingkan dengan metode konvensional, antara lain:

1. Konstruksi dapat dilakukan tanpa terpengaruh oleh cuaca, karena komponen dibuat dalam suatu pabrik bangunan yang tertutup.
2. Hemat dalam hal tenaga manusia, karena komponen pracetak dibuat di pabrik dengan mesin.
3. Kualitas yang baik dan terjaga, karena pembuatan produk pracetak di dalam pabrik dengan menggunakan teknologi komputerisasi, pengendalian kualitas yang ketat, serta lingkungan kerja yang lebih mendukung di dalam pabrik.
4. Produksi massal pracetak menyebabkan menggunakan mesin yang optimal sehingga dampaknya tenaga kerja menjadi sedikit.
5. Durasi pekerjaan yang lebih singkat. Pekerjaan pembuatan komponen pracetak dapat dilaksanakan dan disesuaikan bersamaan dengan pekerjaan struktur bawah.
6. Jumlah material yang diperlukan seperti bekisting, scaffolding, dapat berkurang cukup optimal. (Ervianto, 2006, dalam Adiasa Mudzakir dkk, 2015 )

### **2.6.1 Pelat Pracetak (*Precast Slab*)**

### **2.6.2 Pelat Atap**

Sebagai elemen struktur yang berfungsi sebagai penutup bangunan, pelat atap dapat diproduksi secara pracetak. Pelat atap

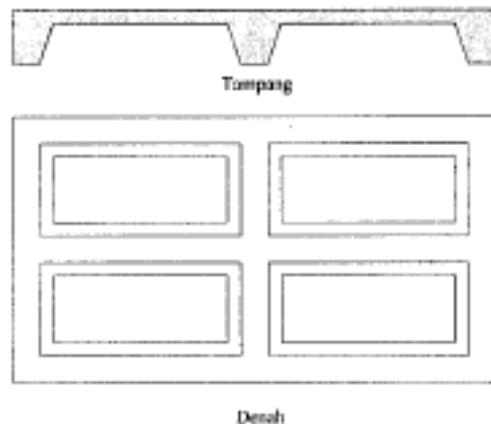
dengan bentangan lebar lebih menguntungkan bila dibandingkan dengan pelat atap dalam bentuk komponen yang dimensinya relatif lebih kecil karena pertimbangan-pertimbangan sebagai berikut:

- Jumlah elemen yang diproduksi lebih sedikit sehingga memperpendek waktu yang digunakan untuk proses produksi serta *erection*
- Pelat atap yang diproduksi merupakan satu kesatuan yang utuh (monolit)
- Hasil yang didapatkan lebih indah (estetis). (Ervianto, 2006)

Menurut Ervianto, (2006) pelat atap dapat dibedakan menjadi 2 yaitu: *waffle slabs* dan *ribbed slabs*.

#### 1. Waffle Slabs

*Waffle slabs* adalah pelat atap dengan rusuk (*ribs*) pada arah transversal sebagai rangkanya, atau arah horizontal, atau kedua-duanya seperti yang terdapat pada Gambar 2.9 Pelat jenis ini dapat diproduksi dengan ukuran yang cukup pipih sehingga didapatkan berat sendiri yang relatif ringan.

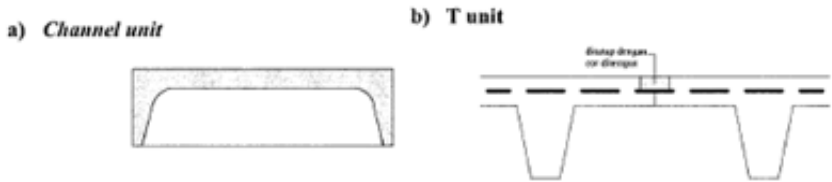


**Gambar 2.9** *Waffle Slabs*

Sumber : Ervianto, 2009

## 2. Ribbed Slabs

*Ribbed slabs* adalah pelat yang dibentuk dengan rusuk sebagai perkuatan (*ribs*) pada arah longitudinal. Ada dua jenis rusuk yang digunakan, yaitu: *channel unit* dan *T unit*, seperti yang terlihat pada Gambar 2.10.

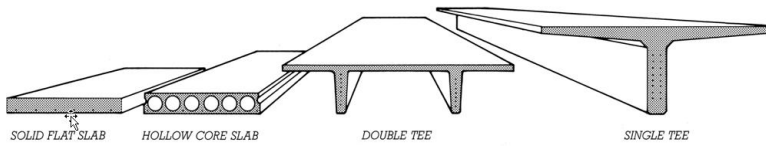


**Gambar 2.10 Ribbed Slabs**

Sumber : Ervianto, 2009

### 2.6.3 Pelat Lantai

Sebagai elemen struktur yang langsung mendukung beban penghuni sebuah bangunan gedung, pelat harus sesuai dengan ketentuan dan peraturan yang berlaku. Eksistensi pelat dalam bangunan tinggi membutuhkan material hingga 50% dari kebutuhan total material elemen struktur. (Ervianto, 2009) Pelat dianggap sebagai diafragma yang sangat kaku untuk mendistribusikan gempa. Pada waktu pengangkutan atau sebelum komposit, beban yang bekerja adalah berat sendiri pelat, sedangkan beban total yang diterima oleh pelat terjadi saat pelat sudah komposit. Untuk pelat pracetak (*precast slab*), ada beberapa jenis yang umum digunakan seperti yang terlihat pada Gambar 2.11.



**Gambar 2.11 Jenis-Jenis Penampang Pelat Lantai Pracetak**

Sumber : PCI 6 Edition

1. Pelat pracetak berlubang (*Hollow Core Slab*)

Pelat pracetak dimana ukuran tebal lebih besar dibanding dengan pelat pracetak tanpa lubang. Biasanya pelat tipe ini menggunakan kabel pratekan. Keuntungan dari pelat jenis ini adalah lebih ringan, tingkat durabilitas yang tinggi dan ketahanan terhadap api sangat tinggi. Pelat jenis ini memiliki lebar rata-rata 2 hingga 8 feet dan tebal rata-rata 4 inchi hingga 15 inchi.

2. Pelat pracetak tanpa lubang (*Solid Slabs*)

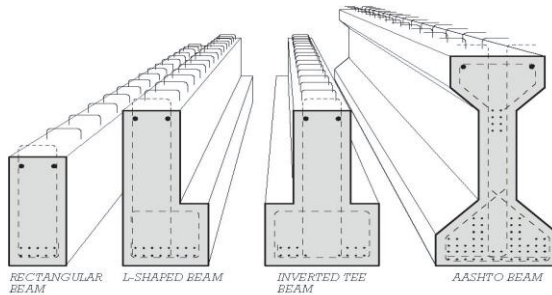
Pelat pracetak tanpa lubang adalah pelat pracetak dimana tebal pelat lebih tipis dibandingkan dengan pelat pracetak dengan lubang. Keuntungan dari penggunaan pelat ini adalah mudah dalam penumpukan karena tidak memakan banyak tempat. Pelat ini bisa berupa pelat pratekan atau beton bertulang biasa dengan ketebalan dan lebar yang bervariasi. Umumnya bentang dari pelat ini antara 5 hingga 35 feet.

3. Pelat pracetak *Double Tees dan Single Tee*

Pelat ini berbeda dengan pelat yang sudah dijelaskan sebelumnya. Pada pelat ini ada bagian berupa dua buah kaki sehingga tampak seperti dua T yang terhubung.

#### **2.6.4 Balok**

Balok memikul beban pelat dan berat sendiri. Selain itu, balok juga berfungsi untuk memikul beban-beban lain yang bekerja pada struktur tersebut. Untuk balok pracetak (*Precast Beam*), terdapat beberapa jenis balok yang digunakan seperti *Rectangular Beam*, *L-Shaped Beam*, *Inverted T Beam* dan *I Beam* seperti yang diperlihatkan pada Gambar 2.12.



**Gambar 2.12** Jenis-Jenis Penampang Balok Pracetak

### 2.6.5 Sambungan Pada Komponen Pracetak

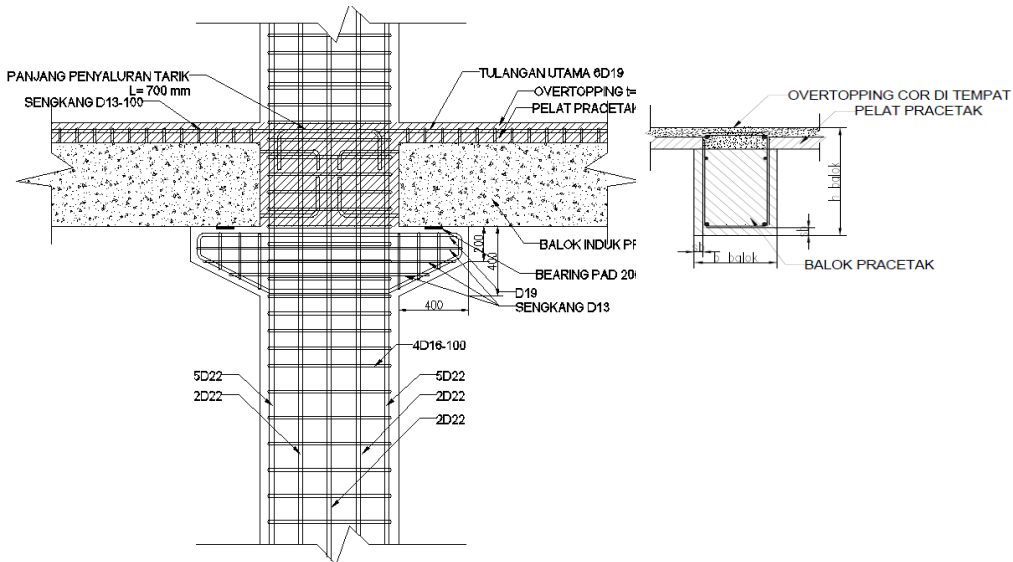
Desain dan konstruksi sambungan sangat penting dalam struktur beton *precast*. Sambungan tersebut bertujuan menyalurkan gaya-gaya di antara elemen-elemen struktur dan atau bertujuan untuk menjaga kestabilan dan kekakuan. Mungkin ada beberapa cara yang berbeda untuk mencapai

Sambungan pada sistem pracetak merupakan bagian yang sangat penting. Bagian ini berfungsi untuk meneruskan gaya antar setiap elemen pracetak yang disambung. Kelemahan konstruksi sistem pracetak adalah terletak pada sambungan yang relatif kurang kaku atau monolit sehingga lemah dalam menahan beban gempa. (wahyudi dkk, 2009, dalam Ramadhan dkk, 2011)

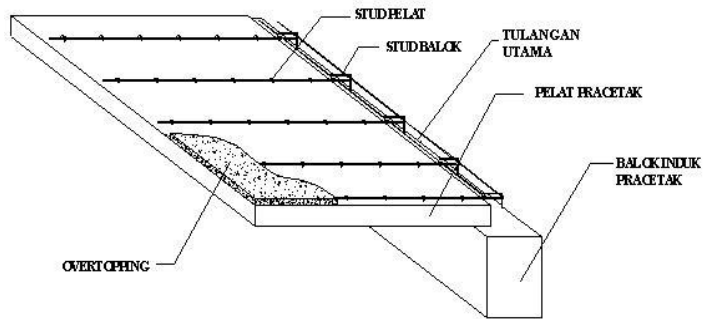
Untuk itu sambungan direncanakan supaya memiliki kekakuan seperti beton monolit. Elemen pracetak dengan tuangan beton di atasnya, diharapkan sambungan elemen tersebut memiliki perilaku yang mendekati sama dengan struktur monolit. Gaya dapat disalurkan antara komponen struktur dengan menggunakan sambungan grouting, kunci geser, sambungan mekanis, sambungan baja tulangan, pelapisan dengan beton bertulang cor setempat, atau kombinasi dari cara-cara tersebut. Sambungan elemen pracetak meliputi sambungan pelat pracetak dengan balok pracetak, sambungan balok pracetak dengan kolom pracetak, dan kolom pracetak dengan kolom pracetak. (Ramadhan dkk, 2011)

Dalam sistem beton pracetak, sambungan dapat dibedakan menjadi 2, yaitu sambungan basah (*wet-joint*) dan sambungan kering (*dry-joint*) dengan penjelasan sebagai berikut:

1. Sambungan basah (*wet-joint/in-situ concrete joint*), struktur yang terbentuk lebih monolit, toleransi dimensi lebih tinggi bila dibandingkan dengan *dryjoint*, tetapi membutuhkan *setting-time* beton cukup lama yang berpengaruh pada waktu pelaksanaan konstruksi. (Noorhidana, 2001, dalam Noorhidana, 2009) Berikut contoh sambungan basah pada Gambar 2.13 dan 2.14.



**Gambar 2.13** Jenis Sambungan Basah Balok Induk -Kolom Cast  
*In-Situ*



**Gambar 2.14** Jenis Sambungan Basah Balok-Pelat HS *Cast In-Situ*

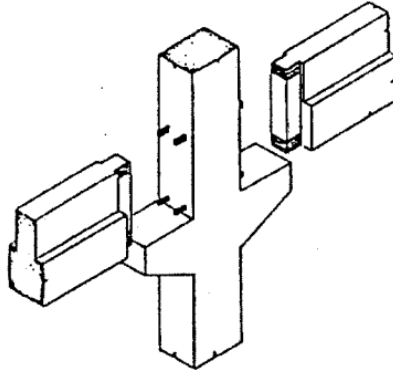
2. Sambungan Kering (*dry-joint*), Menurut Ervianto, (2006) dibedakan menjadi dua, yaitu:

a. Sambungan Las

Alat sambung jenis ini menggunakan plat baja yang ditanam dalam beton pracetak yang akan disambung. Kedua plat baja ini selanjutnya disambung dengan bantuan las. Melalui plat baja inilah gaya-gaya akan diteruskan ke komponen yang terkait. Setelah pekerjaan pengelasan dilanjutkan dengan menutup plat sambung tersebut dengan adukan beton yang bertujuan untuk melindungi plat dari korosi. Contoh-contoh sambungan las antara lain adalah sebagai berikut:

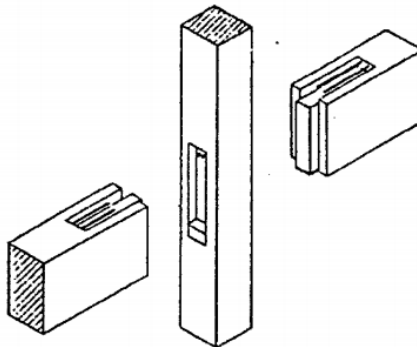
- Sambungan Kaku antara Balok-Kolom Menerus

Pada pertemuan antara balok dengan kolom, ujung balok didukung oleh *corbels* yang menjadi satu dengan kolom. Penyatuan antara dua komponen tersebut menggunakan las yang dilaksanakan pada plat baja yang tertanam dalam balok dengan plat baja yang telah disiapkan pada sisi kolom, seperti yang diilustrasikan pada Gambar 2.15.



**Gambar 2.15** Sambungan kaku antara Balok dengan Kolom  
Menerus dengan Las  
Sumber : Ervianto, 2006

Jika karena sesuatu hal maka pada kolom tidak dikehendaki adanya *corbel* maka untuk menyatukan kedua komponen tersebut dapat digunakan baja siku yang ditempatkan pada balok, seperti yang diilustrasikan pada Gambar 2.16.



**Gambar 2.16** Sambungan kaku antara Balok dengan Kolom  
Menerus tanpa *Corbel* atau *Shoulder*  
Sumber : Ervianto, 2006

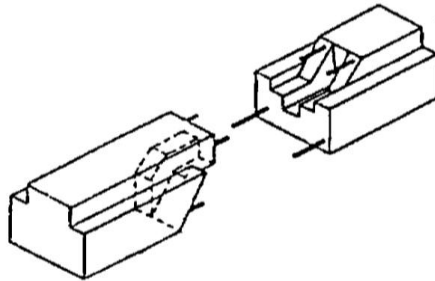


b. Sambungan Baut

Pada penyambung dengan cara ini juga diperlukan plat baja dikedua elemen beton pracetak yang akan disatukan. Kedua komponen tersebut disatukan melalui plat baja tersebut dengan alat sambung berupa baut dengan kuat tarik tinggi. Selanjutnya plat tersebut dicor dengan adukan beton guna melindungi dari korosi. Contoh-contoh sambungan las antara lain adalah sebagai berikut:

- Sambungan Sistem Lambda

Sambungan jenis ini digunakan untuk pelaksanaan penyatuan antarbalok. Cara penyambungannya adalah dengan menempatkan pin pada ujung balok yang akan disatukan. Pin tersebut kemudian disatukan dengan alat sambung berupa baut ataupun las dan diikuti dengan *grouting* untuk menghindari korosi yang mungkin terjadi, seperti yang diilustrasikan pada Gambar 2.17. Sambungan antarbalok sebaiknya ditempatkan pada daerah dengan momen terkecil.

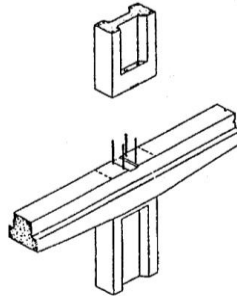


**Gambar 2.17** Sambungan Balok dengan *Pin-Joint*

Sumber : Ervianto, 2006

- Sambungan Kolom dengan *Pin Joints*

Untuk menyatukan dua buah kolom yang mempunyai tampang I dapat digunakan pin yang terletak pada bagian atas dari kolom bawah dan kemudian pada bagian bawah kolom atas disiapkan lubang untuk memasukkan pin ke dalam lubang kemudian menggunakan baut sebagai alat bantu. Ujung atas baut di-*grouting* untuk menghindari terjadinya korosi, seperti yang diilustrasikan pada Gambar 2.18.

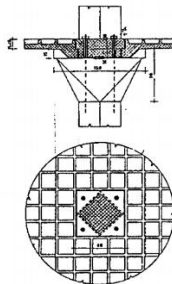


**Gambar 2.18** Sambungan *Pin-Joint* Pada Kolom Dengan Baut Sebagai Alat Sambung

Sumber : Ervianto, 2006

- Sambungan Baut pada *Mushroom Structure*

Penyatuan komponen beton pracetak tipe *mushroom* dapat dilakukan dengan alat sambung baut. Cara penyambungannya dapat dilihat pada Gambar 2.19.



**Gambar 2.19** Sambungan Baut antara Kolom dengan Plat *Cantilever* pada Keempat Sisinya

Sumber : Ervianto, 2006

Adapun perbandingan sambungan basah dan kering dapat dilihat pada Tabel 2.1

**Tabel 2.4** Perbandingan antara Sambungan Basah dan Sambungan Kering

Deskripsi	Sambungan Basah	Sambungan Kering
Keutuhan struktur	Monolit	Tidak Monolit
Waktu agar sambungan berfungsi secara efektif	Perlu <i>setting time</i>	Segera dapat berfungsi
Ketinggian Bangunan	-	Max 25 meter
Waktu Pelaksanaan	Lebih lama karena membutuhkan waktu untuk <i>setting time</i>	Lebih cepat 25% - 40% dari <i>in-situ concrete joint</i>
Toleransi Dimensi	Lebih tinggi dari sambungan baut dan las	Rendah, sehingga dibutuhkan akurasi yang tinggi selama proses produksi dan <i>erection</i>

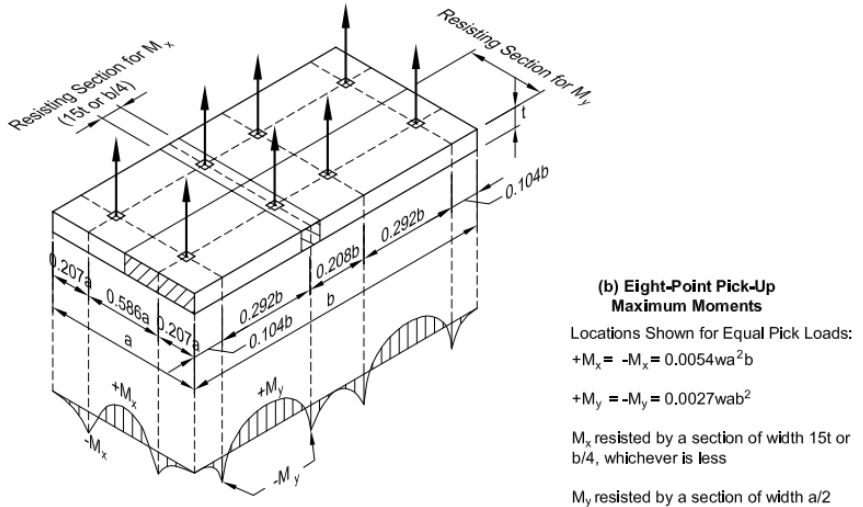
Sumber : Ervianto, 2006

## 2.7 Pengangkatan Elemen Pracetak

Untuk menjamin agar elemen pracetak tidak mengalami kerusakan/keretakan elemen pracetak harus diperhatikan dengan pada saat proses pengangkatan maupun penyimpanan. Setelah dilakukan perencanaan struktur sekunder perlu dilakukan kontrol pengangkatan, dimana dalam pelaksanaan pekerjaan beton pracetak perlu *erection* atau pengangkatan elemen pracetak dari *site* ke tempat pemasangan beton pracetak harus diperhatikan dengan teliti.

Berikut adalah beberapa tata cara mengangkat elemen beton pracetak sesuai PCI Design Handbook 6<sup>th</sup> Edition, 2004 :

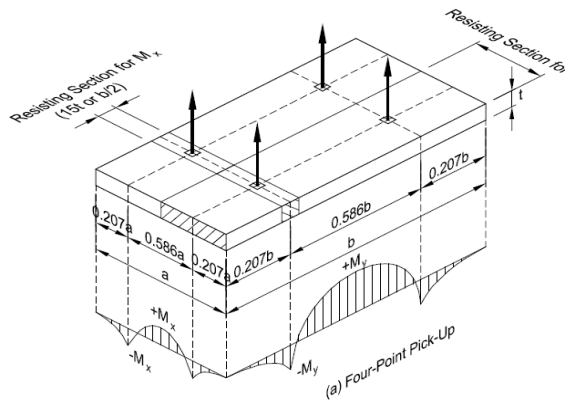
- a. Titik Angkat untuk Pelat Beton Pracetak dengan 8 titik angkat diilustrasikan dengan Gambar 2.20.



**Gambar 2.20** Titik Angkat untuk Pelat Beton Pracetak dengan 8 Titik Angkat

Sumber : PCI Design Handbook 6th Edition, 2004

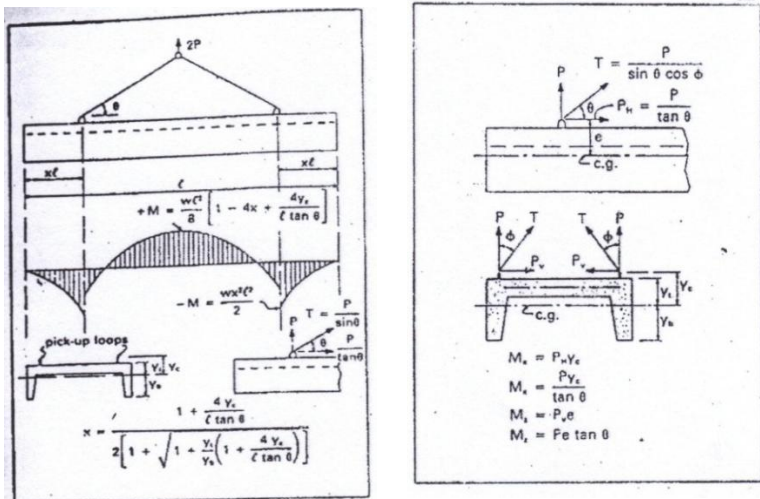
- b. Titik Angkat untuk Pelat Beton Pracetak dengan 4 titik angkat diilustrasikan dengan Gambar 2.11



**Gambar 2.11** Titik Angkat untuk Pelat Beton Pracetak dengan 4 Titik Angkat

Sumber : PCI Design Handbook 6th Edition, 2004

- c. Titik Angkat untuk Balok Beton Pracetak seperti yang terlihat pada Gambar 2.22



**Gambar 2. 22** Titik Angkat untuk Balok Beton Pracetak

Sumber : PCI Design Handbook 6th Edition, 2004

Dalam melakukan pengangkatan elemen pracetak akan mengakibatkan momen. Oleh karena itu, sebelum dilakukan pengangkatan pada elemen pracetak harus dipilih alternatif terbaik untuk pengangkatan elemen pracetak tersebut. Dengan demikian elemen pracetak tersebut terjamin dari kerusakan serta aman dalam operasional pengangkatan elemen pracetak.

## **2.8 Metode Membangun Dengan Metode Pracetak**

Hal-hal yang perlu diperhatikan dalam membangun suatu konstruksi beton pracetak adalah sebagai berikut :

a. Rangkaian kegiatan produksi yang dilakukan pada proses produksi:

1. Pembangunan rangka tulangan
2. Pembuatan cetakan
3. Pembuatan campuran beton
4. Pengecoran beton
5. Perawatan beton (curing)
6. Penyempurnaan akhir
7. Penyimpanan

b. Transportasi dan alat angkat

Transportasi merupakan kegiatan pengangkatan elemen pracetak dari pabrik ke lokasi pemasangan. Sistem transportasi ini sangat berpengaruh terhadap waktu, efisiensi konstruksi dan biaya. Yang harus diperhatikan dalam sistem transportasi ini adalah :

1. Spesifikasi alat transportasi
2. Rute transportasi
3. Perijinan

Alat angkat adalah alat untuk memindahkan elemen beton pracetak dari tempat penumpukan ke posisi perakitan. Alat angkut dikategorikan sebagai berikut :

1. *Mobile crane*
  2. *Telescopic crane*
  3. *Tower crane*
  4. *Portal crane*
- c. Pelaksanaan konstruksi (*Erection*)
- Metode dan jenis ereksi yang terjadi pada pelaksanaan konstruksi pracetak diantaranya :
1. Dirakit per elemen
  2. *Lift – Slab System*  
*Lift – Slab System* merupakan pengikatan elemen lantai ke kolom dengan menggunakan dongkrak hidrolis.
  3. *Slip – Form System*  
 Sistem ini beton dituangkan di atas cetakan baja yang dapat bergerak memanjat ke atas mengikuti penambahan ketinggian dinding yang bersangkutan.
  4. *Push – Up/Jack –Block System*  
 Sistem ini lantai teratas atap dicor terlebih dahulu kemudian diangkat dengan *hydraulic – jack* yang dipasang di bawah elemen pendukung vertikal.
  5. *Box System*  
 Sistem yang menggunakan dimensional berupa modul-modul kubus beton.

## 2.9 Pondasi

Pondasi merupakan bangunan perantara untuk meneruskan beban bagian atas dan gaya-gaya yang bekerja pada pondasi tersebut ke tanah pendukung di bawahnya. Untuk merencanakan pondasi harus memperhatikan beberapa hal diantaranya jenis tanah, kondisi tanah dan struktur tanah, karena sangat berkaitan dengan daya dukung tanah tersebut dalam memikul beban yang terjadi di atasnya. Penyelidikan atas tanah tersebut sangatlah perlu dilakukan agar mendapatkan parameter-parameter sebagai masukan dalam perencanaan, agar didapatkan pondasi yang aman, ekonomis dan efisien.

- **Daya Dukung Bore Pile Tunggal**

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi ( $Q_p$ ) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah ( $Q_s$ ). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan :

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (2.13)$$

Di samping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang pancang ditanam, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut.

Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu daya dukung bore pile tunggal yang berdiri sendiri dan daya dukung bore pile dalam kelompok Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji *SPT* menurut Luciano Decourt.

$$Q_L = Q_p + Q_s \quad (2.14)$$

Dimana :

$$\begin{aligned} Q_L &= \text{Daya dukung tanah maksimum pada pondasi} \\ Q_P &= \text{Resistance ultime di dasar pondasi} \\ Q_S &= \text{Resistance ultime akibat lekatan lateral} \\ Q_p &= q_p \cdot A_p = (N_p \cdot K) \cdot A_p \end{aligned} \quad (2.15)$$

Dimana :

$$\begin{aligned} A_p &= \text{Luas penampang ujung tiang} \\ N_p &= \text{Harga rata-rata SPT 4B diatas dasar pondasi dan 4B} \\ &\quad \text{dibawah dasar pondasi.} \\ K &= \text{Koefisien karakteristik tanah} \\ &\quad 12 \text{ t/m}^2 = 117,7 \text{ kPa, (untuk lempung)} \\ &\quad 20 \text{ t/m}^2 = 196 \text{ kPa, (untuk lanau berlempung)} \\ &\quad 25 \text{ t/m}^2 = 245 \text{ kPa, (untuk lanau berpasir)} \\ &\quad 40 \text{ t/m}^2 = 392 \text{ kPa, (untuk pasir)} \\ Q_p &= \text{Tegangan di ujung tiang} \\ Q_s &= q_s \cdot A_s = (N_s/3 + 1) \cdot A_s \end{aligned} \quad (2.16)$$



Dimana :

$q_s$  = Tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m<sup>2</sup>

$N_s$  = Harga rata-rata SPT sepanjang tiang yang tertanam,  
dengan batasan ;  $3 \leq N \leq 50$

$A_s$  = Keliling x panjang tiang yang terbenam

Harga  $N$  di bawah muka air tanah harus dikoreksi menjadi  $N'$  berdasarkan perumusan sebagai berikut (Terzaghi & Peck):

$$N' = 15 + 0,5 (N-15)$$

Dimana:

$N$  = Jumlah pukulan kenyataan di lapangan untuk di bawah  
muka air tanah

- **Daya Dukung Bore Pile Kelompok**

Untuk daya dukung pondasi group, terlebih dahulu dikoreksi dengan apa yang disebut dengan koefisien efisiensi  $C_e$ .

$$QL (\text{group}) = QL (1 \text{ tiang}) \times n \times \eta \quad (2.17)$$

dengan  $n$  = jumlah tiang dalam group

Daya dukung pondasi kelompok menurut Converse Labarre adalah :

Efisiensi

$$(\eta) = 1 - \left\{ \arctg \left( \frac{D}{S} \right) \left( 2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \right\} \quad (2.18)$$

Dimana :

$D$  = diameter tiang pancang

$S$  = jarak antar tiang pancang

$m$  = jumlah baris tiang pancang dalam group

- **Repartisi Beban di Atas Tiang Berkelompok**

Bila di atas tiang-tiang dalam kelompok yang disatukan oleh sebuah kepala tiang (*poer*) bekerja beban-beban vertikal ( $V$ ), horizontal ( $H$ ), dan momen ( $M$ ), maka besarnya beban vertical ekivalen ( $P_v$ ) yang bekerja pada sebuah tiang adalah :

$$P_{\max} = \frac{\sum V}{n} + \frac{M_x \cdot y_{\max}}{\sum y_i^2} + \frac{M_y \cdot x_{\max}}{\sum x_i^2} \quad (2.19)$$

Dimana :

$P_i$  = Total beban yang bekerja pada tiang yang ditinjau

$y_{\max}$  = jarak maksimum tiang yang ditinjau dalam arah y

$x_{\max}$  = jarak maksimum tiang yang ditinjau dalam arah x

$\sum x_i^2$  = jumlah kuadrat jarak tiang bor terhadap as poer  
arah x

$\sum y_i^2$  = jumlah kuadrat jarak tiang pancang terhadap as poer  
arah y

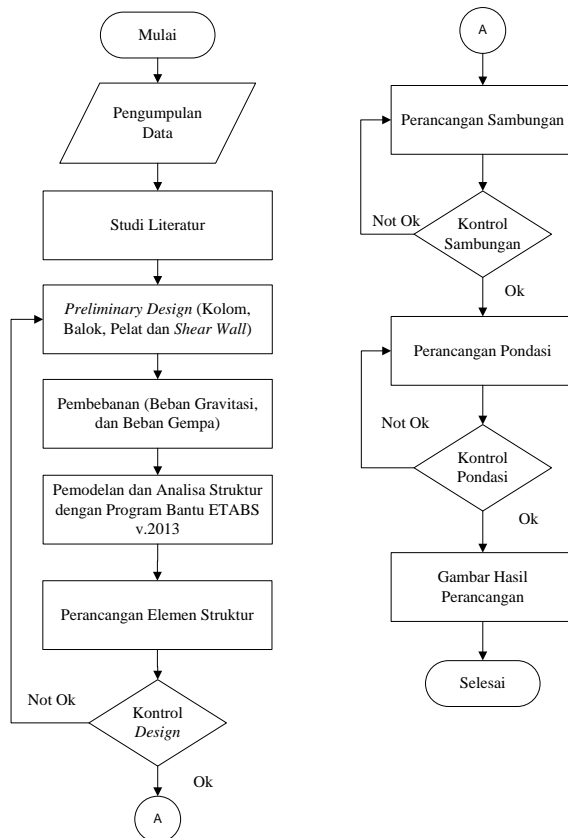
Nilai x dan y positif jika arahnya sama dengan arah e, dan negatif bila berlawanan dengan arah e.

*“halaman ini sengaja dikosongkan”*

## BAB III METODOLOGI PENELITIAN

### 3.1 Umum

Metodologi ini menjelaskan tentang tahapan-tahapan dalam menyelesaikan Tugas Akhir. Tahapan yang digunakan terlihat dalam diagram alur pada Gambar 3.1.



**Gambar 3.1** *Flowchart* Pengerjaan Tugas Akhir

### **3.2 Studi Literatur dan Pengumpulan Data**

#### **3.2.1 Studi Literatur**

Literatur dan peraturan-peraturan yang digunakan dalam pengerjaan Tugas Akhir ini antara lain:

1. SNI 2847:2013 tentang Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung.
2. SNI 1727:2013 tentang Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain.
3. SNI 7833:2012 tentang Tata Cara Perancangan Beton Pracetak dan Beton Prategang untuk Bangunan Gedung.
4. SNI 1726:2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.
5. *PCI Design Handbook 6<sup>th</sup> Edition* (MNL 120-04).
6. Wulfram I. Ervianto. 2006. Eksplorasi Teknologi dalam Proyek Konstruksi.
7. Wahyudi, Herman. 1999. Daya Dukung Pondasi Dalam, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Jurusan Teknik Sipil, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

#### **3.2.2 Pengumpulan Data**

Pengumpulan data merupakan data lapangan yang digunakan dalam perencanaan meliputi data gedung, gambar eksisting dan data tanah.

1. Data Umum Gedung
  - Nama Gedung : Gedung Galeri Ciumbuleuit Bandung
  - Lokasi Gedung: Jl. Ciumbuleuit Bandung
  - Fungsi Gedung: Apartemen
  - Jumlah Lantai : 20 lantai (1 lantai untuk Parkiran, 19 lantai utama)
  - Tinggi Total Gedung : + 63.00 meter

2. Mutu Bahan
  - Mutu Beton ( $f_c'$ ) : 35 Mpa
  - Mutu Baja ( $f_y$ ) : 400 Mpa
3. Data Gambar Eksisting : Terlampir
4. Data Tanah : Terlampir

### 3.3 Preliminary Design

*Preliminary design* merupakan perencanaan awal dimensi elemen-elemen struktur yang mencakup balok induk, balok anak, kolom, pelat dan *shear wall*. Tahapan ini diperlukan dalam analisa pada perencanaan awal dari gedung ini.

#### 3.3.1 Penentuan Dimensi Pelat

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.3 penentuan dimensi pelat dapat dihitung dengan rumus berikut:

1. Untuk  $\alpha_m$  lebih kecil dari 0,2 harus menggunakan pasal 9.5.3.2
2. Untuk  $\alpha_m$  lebih besar dari 0,2 tapi tidak lebih dari 2,0, h tidak boleh kurang dari persamaan 3.1

$$h = \frac{l_n \left( 0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0,2)} \quad (3.1)$$

dan tidak boleh kurang dari 125 mm.

3. Untuk  $\alpha_m$  lebih besar dari 2,0 h tidak boleh kurang dari persamaan 3.2

$$h = \frac{l_n \left( 0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta(\alpha_m - 0,2)} \quad (3.2)$$

dan tidak boleh kurang dari 90 mm.

Dimana:  $\beta$  = rasio dimensi panjang terhadap pendek

$\alpha_m$  = nilai rata - rata dari  $\alpha_f$  untuk semua balok pada tepi dari suatu panel

### 3.3.1.1 Perhitungan Pelat

Perhitungan momen pelat menggunakan Tabel 13.3.1 PBI-1971. Kemudian kebutuhan tulangan lentur pelat dihitung sesuai dengan peraturan SNI 2847:2013.

### 3.3.1.2 Penulangan Stud Pelat Lantai

Pada perencanaan yang memakai elemen pracetak dan topping cor ditempat maka transfer gaya regangan horisontal yang terjadi harus dapat dipastikan mampu dipikul oleh seluruh penampang, baik oleh elemen pracetak maupun oleh topping cor ditempat. Untuk mengikat elemen pracetak dan elemen cor ditempat maka dipakai tulangan stud. Stud ini berfungsi sebagai sengkang pengikat antar elemen sehingga mampu mentransfer gaya-gaya dalam yang bekerja pada penampang tekan menjadi gaya geser horisontal yang bekerja pada permukaan pertemuan antara kedua elemen komposit dalam memikul beban.

$$C_c = 0,85 f_c' A_{\text{topping}} \quad (3.3)$$

$$A_s = \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 = 78,54 \quad (3.4)$$

$$V_{nh} = C = T \quad (3.5)$$

$$= A_s \times f_y \quad (3.6)$$

$$0,55A_c = 0,55 \times b_v \times d \quad (3.7)$$

Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 17.5.3.1, Bila dipasang sengkang pengikat minimum sesuai dengan 17.6 dan bidang kontak nya bersih dan bebas dari serpihan tapi tidak dikasarkan, maka kuat geser  $V_{nh}$  tidak boleh diambil lebih dari  $0,55 b_v.d$  dalam

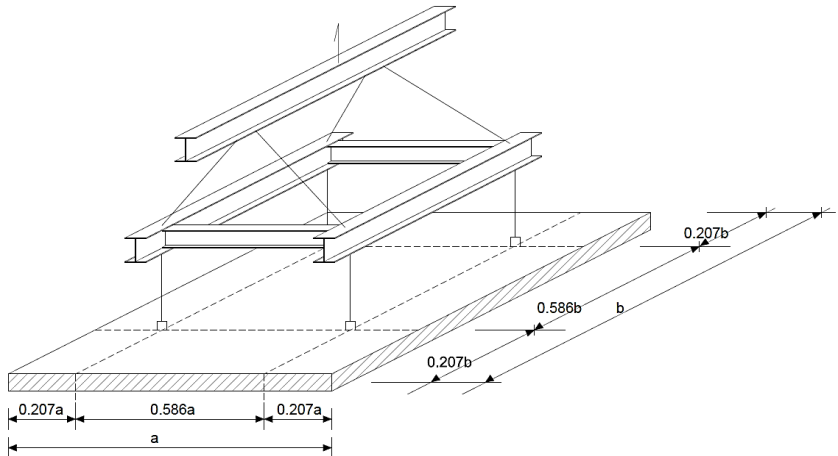
Newton. Pasal 17.6.1 berbunyi bahwa bila sengkang pengikat dipasang untuk menyalurkan geser horisontal, maka luas sengkang pengikat tidak boleh kurang luas daripada luas yang diperlukan oleh 11.4.6.3, dan spasi sengkang pengikat tidak boleh melebihi empat kali dimensi terkecil elemen yang didukung ataupun 600 mm.

SNI 2847:2013 Pasal 11.4.6.3 :

$$A_{v_{\min}} = \frac{0,35 \times b_w \times s}{f_y} \quad (3.8)$$

### 3.3.1.3 Pengangkatan Pelat

Perhitungan pengangkatan pelat mengacu kepada *PCI handbook 6th edition* dengan konsep pengangkatan dengan 4 titik angkat berdasarkan Gambar 3.2



**Gambar 3.2** Pengangkatan pelat dengan 4 titik angkat

Sumber: *PCI 6<sup>th</sup> Edition MNL 120-04*.



### 3.3.2 Penentuan Dimensi Balok

Berdasarkan SNI 2847:2013 tabel 9.5 (a) Tebal minimum balok non prategang untuk  $f_y < 420$  MPa dapat dihitung menggunakan persamaan 3.9.

$$h = \frac{L}{16} \times \left(0.4 + \frac{f_y}{700}\right) \quad (3.9)$$

Lebar komponen ( $b_w$ )  $> 0,3h$  dan 250mm(SNI 2847:2013 pasal 21.5.1.1)

#### 3.3.2.1 Perhitungan Lentur Balok

Berdasarkan persyaratan SNI 2847:2013 Pasal 21.5 berlaku untuk komponen struktur dengan Rangka Pemikul Momen Khusus (RPMK) yang membentuk bagian sistem penahan gaya gempa dan diproporsikan terutama menahan lentur.

#### 3.3.2.2 Perhitungan Geser Balok

Perhitungan geser balok dapat dihitung dengan rumus yang terdapat dalam SNI 2847:2013 pasal 11.4.7. dan harus mengikuti yang disyaratkan pada SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.2.

### 3.3.3 Penentuan Dimensi Kolom

Menurut SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.2 aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur untuk komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa, maka faktor reduksi  $\phi = 0,65$ .

$$A = \frac{W}{\phi \times f_c'} \quad (3.10)$$

Dimana :  
 $W$  = Beban aksial yang diterima kolom  
 $F_c'$  = Kuat tekan beton karakteristik  
 $A$  = Luas penampang kolom

#### 3.3.3.1 Perhitungan Longitudinal Kolom

Perancangan tulangan longitudinal kolom menggunakan program bantu PCACOL. Detail penulangan kolom akibat beban aksial tekan harus sesuai SNI 2847:2013 Pasal 21.3.5.1.

### 3.3.3.2 Perhitungan Geser Kolom

Perencanaan kebutuhan tulangan geser harus sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 23.5.1.

### 3.3.4 Perencanaan Dinding Geser (*Shear Wall*)

#### 1. Kuat Aksial Rencana

Kuat aksial rencana dihitung berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 14.5.2

$$\phi P_{nw} = 0,55 \phi f' c . A_g \left[ 1 - \left( \frac{k . I_c}{32h} \right)^2 \right] \quad (3.11)$$

#### 2. Pemeriksaan Tebal Dinding

Tebal dinding dianggap cukup bila dihitung sesuai SNI 2847:2013, pasal 11.9.3.

$$\phi x V_n = \phi \frac{5}{6} x \sqrt{f' c} . h . d \geq V_u \quad (3.12)$$

Dimana : d = 0,8 Iw

## 3.4 Pembebanan

Perhitungan pembebanan beban mati dan beban hidup mengacu pada SNI 1727:2013 serta untuk perencanaan gaya gempa mengacu pada peraturan SNI 1726:2012.

### 3.4.1 Beban Gravitasi

Perhitungan beban mati terbagi menjadi dua yaitu:

#### 1. Beban Mati

Beban mati terdiri dari beban mati lantai dan atap, beban mati mengacu pada SNI 1727:2013.

#### 2. Beban Hidup

Beban hidup terdiri dari beban hidup lantai dan atap yang diakibatkan oleh penghuni gedung, beban hidup mengacu pada SNI 1727:2013.

### 3.4.2 Beban Gempa

Pada perhitungan gempa dilakukan dengan analisis gempa dinamis yang mengacu pada SNI 1726:2012 yang dilakukan berdasarkan analisis respon spektrum dengan parameter-parameter yang sudah ditentukan.

#### 3.4.2.1 Penentuan Kategori Risiko Bangunan Dan Kategori Desain Seismik

Penentuan kategori risiko bangunan disesuaikan dengan fungsi dari bangunan itu sendiri, Berdasarkan SNI 1726:2012 Tabel 1, bangunan yang dirancang masuk kedalam kategori resiko II dengan  $I_e = 1,0$ . Penentuan Kategori desain gempa sesuai dengan SNI 1726:2012, Tabel 3.1 dan Tabel 3.2

**Tabel 3.1** Kategori Desain Gempa Berdasarkan Parameter Percepatan Respon Period Pendek

Nilai $S_{Ds}$	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{Ds} < 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{Ds} < 0.33$	B	C
$0.33 \leq S_{Ds} < 0.50$	C	D
$0.50 \leq S_{Ds}$	D	D

Sumber: SNI 1726:2012 Tabel 6 hal 24.

**Tabel 3.2** Kategori Desain Gempa Berdasarkan Parameter Percepatan Respon Period 1 detik

Nilai $S_{D1}$	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0.167$	A	A
$0.067 \leq S_{D1} < 0.133$	B	C
$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	C	D
$0.20 \leq S_{D1}$	D	D

Sumber: SNI 1726:2012 Tabel 7 hal 25.

### 3.4.2.2 Penentuan Koefisien $C_d$ , $R$ , $\Omega_0$

Struktur direncanakan dengan sistem ganda. Berdasarkan tabel 12.2-1 SNI 1726:2012 didapatkan nilai faktor pembesaran defleksi ( $C_d$ ) = 5.5 nilai koefisien modifikasi respon ( $R$ ) = 7 dan nilai faktor kuat lebih sistem ( $\Omega_0$ ) = 2.5.

### 3.4.2.3 Penentuan Gaya Geser Dasar Seismik

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.1, gaya gempa lateral didapat dengan mengalikan dengan berat bangunan dengan koefisien respons seismik.

$$V = C_s \cdot W_t \quad (3.13)$$

Keterangan :

$V$  = Gaya Geser Dasar Seismik

$C_s$  = Koefisien seismik

$W_t$  = Berat Total Bangunan

### 3.4.2.4 Menghitung Distribusi Vertikal Beban Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.3, distribusi vertikal beban gempa ditentukan dengan menghitung gaya gempa pada tiap lantai,  $F_i$ , dengan Persamaan (6-9). Selanjutnya nilai  $F_i$  dikalikan dengan faktor distribusi vertikal  $C_{vx}$  sesuai Persamaan (6-10) untuk mendapatkan nilai  $V_i$ . Rangkuman hasil perhitungannya diperlihatkan pada Tabel 6.4.

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (3.14)$$

$$F_x = C_{vx} V \quad (3.15)$$

Keterangan :

$C_{vx}$  = faktor distribusi vertikal

$w_i$  dan  $w_x$  = bagian dari berat total seismik efektif struktur (W) yang ditempatkan pada tingkat i atau x

$h_i$  dan  $h_x$  = tinggi dari dasar ke tingkat i atau x

$k$  = eksponen yang terkait dengan periode struktur yang nilainya sebagai berikut :

- untuk struktur dengan periode  $\leq 0,5$  s,  $k = 1$
- untuk struktur dengan periode  $\geq 2,5$  s,  $k = 2$
- untuk struktur dengan periode antara 0,5 s sampai 2,5 s,  $k=2$  atau ditetapkan dengan interpolasi antara 1 dan 2

### 3.4.3 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan akibat beban *ultimate* yang mengacu pada SNI 1726:2012 antara lain:

1.  $1,4 D$
2.  $1,2 D + 1,6 L + 0,5 (Lr \text{ atau } R)$
3.  $1,2 D + 1,6 L (Lr \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$
4.  $1,0 D + 1,0 W + L + 0,5 (Lr \text{ atau } R)$
5.  $0,9 D \pm 1,0 E + L$
6.  $1,2 D + 1,0 E + L$
7.  $0,9 D + 1,0 W$
8.  $0,9 D + 1,0 E$

### 3.5 Pemodelan dan Analisa Struktur

Pemodelan struktur dimodelkan dalam bentuk tiga dimensi menggunakan program bantu ETABS v.2013

### 3.6 Kontrol Design

Kontrol *design* adalah tahapan dimana perhitungan analisa struktur dan perancangan tulangan dikontrol sebelum melanjutkan pada tahapan yang selanjutnya. Adapun kontrol-kontrolnya adalah sebagai berikut:

- Kontrol analisa struktur terhadap simpangan antar lantai.
- Kontrol analisa struktur akibat eksentrisitas dan torsi.
- Kontrol terhadap *dual system*
- Kontrol P-Delta
- Kontrol tulangan terhadap lentur, geser dan lendutan.
- Kontrol SCWB (*Strong Column Weak Beam*).

### 3.7 Perencanaan Sambungan

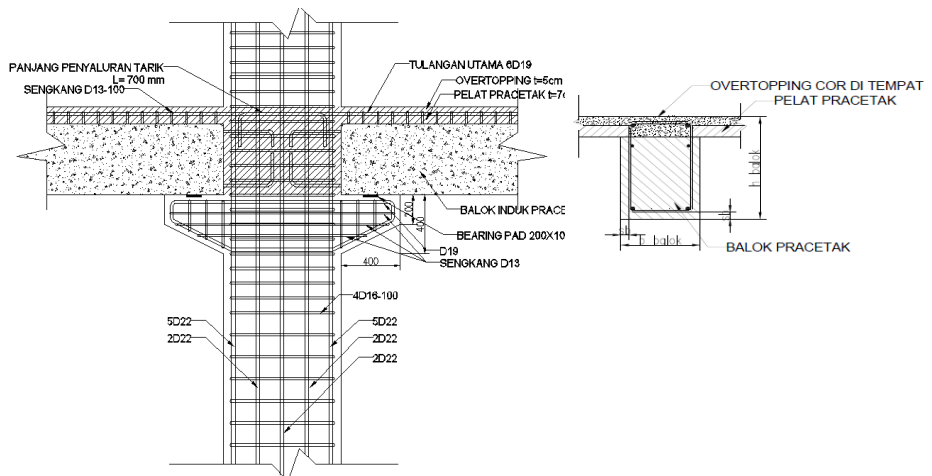
Dalam perencanaan sambungan pracetak, gaya – gaya disalurkan dengan cara menggunakan sambungan grouting, kunci geser, sambungan mekanis, sambungan baja tulangan, pelapisan dengan beton bertulang cor setempat, atau kombinasi cara – cara tersebut. Ada beberapa type sambungan, antara lain:

### **3.7.1 Sambungan Balok dan Kolom**

Sambungan antara balok pracetak dengan kolom harus bersifat kaku atau monolit. Oleh sebab itu pada sambungan elemen pracetak ini harus direncanakan sedemikian rupa sehingga memiliki kekakuan yang sama dengan beton cor di tempat. Untuk menghasilkan sambungan dengan kekakuan yang relatif sama dengan beton cor di tempat, dapat dilakukan beberapa hal berikut ini.

- Kombinasi dengan beton cor di tempat (topping), dimana permukaan balok pracetak dan kolom dikasarkan dengan amplitudo 5 mm.
- Pendetailan tulangan sambungan yang dihubungkan atau diikat secara efektif menjadi satu kesatuan, sesuai dengan aturan yang diberikan dalam SNI 2847:2013 pasal 7.13, yaitu tulangan menerus atau pemberian kait standar pada sambungan ujung.
- Pemasangan dowel dan pemberian grouting pada tumpuan atau bidang kontak antara balok pracetak dan kolom untuk mengantisipasi gaya lateral yang bekerja pada struktur.

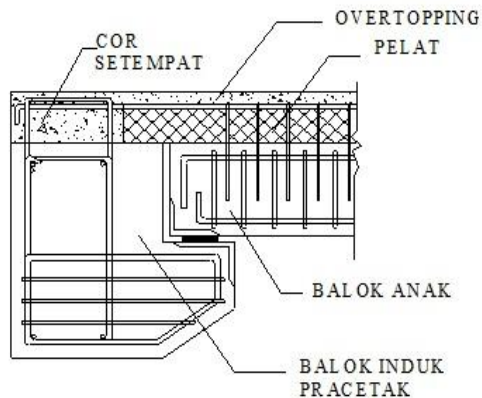
Sambungan balok-kolom direncanakan dengan menggunakan sambungan dengan konsol dan overtopping seperti pada Gambar 3.3 berikut. Balok induk diletakkan pada konsol pendek pada kolom kemudian dirangkai menjadi satu kesatuan. Untuk perhitungan sambungan mengacu pada SNI 2847:2013.



**Gambar 3.3** Sambungan balok - kolom dengan menggunakan konsol

### 3.7.2 Sambungan Balok Induk dan Balok Anak

Pada sambungan antara balok anak dengan balok induk, balok anak direncanakan dengan konsol dan overtopping seperti pada Gambar 3.4 berikut. Untuk spesifikasi dan perhitungan konsol mengacu pada SNI 2847:2013 Pasal 11.8.

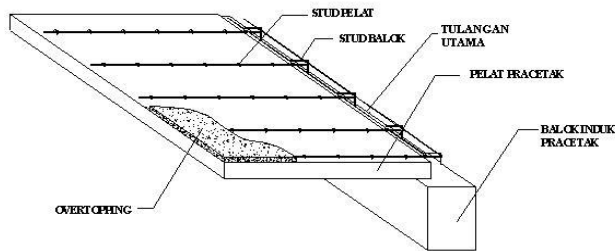


**Gambar 3.4** Sambungan balok induk-balok anak



### 3.7.3 Sambungan Balok dan Pelat

Sambungan balok dan pelat di rencanakan berdasarkan desain emulasi (*PCI 6<sup>th</sup> Edition MNL 120-04*).



**Gambar 3.5** Desain sambungan diafragma balok dan pelat lantai  
Sumber: *PCI 6<sup>th</sup> Edition MNL 120-04*.

### 3.8 Perencanaan Pondasi

Pondasi direncanakan menggunakan borpile. Perhitungan daya dukung pondasi didasarkan pada *Standart Penetration Test* (SPT) terlampir dengan menggunakan persamaan Luciano Decourt (1982).

$$Q_L = Q_s + Q_p \quad (3.16)$$

$$Q_p = q_p \cdot A_p = (N_p \cdot K) \cdot A_p \quad (3.17)$$

$$Q_s = q_s \cdot A_s = (N_s/3 + 1) \cdot A_s \quad (3.18)$$

Dimana :

$N_p$  = Harga rata-rata SPT disekitar 4B di atas hingga 4B di bawah pondasi

$B$  = Diameter dasar pondasi

$K$  = Koefisien karakteristik tanah

$12 \text{ t/m}^2 = 117,7 \text{ kPa}$  (lempung)

$20 \text{ t/m}^2 = 196 \text{ kPa}$  (lanau berlempung)

$25 \text{ t/m}^2 = 245 \text{ kPa}$  (lanau berpasir)

$40 \text{ t/m}^2 = 392 \text{ kPa}$  (pasir)

- $A_p$  = Luas penampang dasar tiang  
 $q_p$  = Tegangan di ujung tiang  
 $N_s$  = Harga rata-rata SPT sepanjang tiang yang tertanam dengan batasan  $3 \leq N_s \leq 50$   
 $A_s$  = Luas selimut tiang  
 $q_s$  = Tegangan akibat lekatan lateral t/m<sup>2</sup>  
 $\alpha$  dan  $\beta$  = Koefisien berdasarkan tipe pondasi dan jenis tanah

### 3.8.1 Perumusan Efisiensi Grup BorPile

#### a. *Conversi – Labarre*

$$C_e = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{d}{s}\right)}{90} \cdot \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right) \quad (3.19)$$

Dimana :

- $m$  = Jumlah baris tiang dalam grup  
 $n$  = Jumlah kolom tiang dalam grup  
 $D$  = Diameter sebuah tiang pondasi  
 $s$  = Jarak as ke as tiang dalam grup

#### b. *Los Angeles*

$$C_e = 1 - \frac{d}{\pi \cdot s \cdot m} \cdot \left[ m \cdot (n - 1) + (m - 1) + \sqrt{2(m - 1)(n - 1)} \right] \quad (3.20)$$

#### c. *Terzaghi* (Daya dukung grup untuk tanah Lempung)

$$Q_G = \alpha^2 \cdot C_u \cdot N_c + 4 \cdot \alpha \cdot C_u \cdot D \quad (3.21)$$

$$\alpha = (n-1) s + d \quad (3.22)$$

Dimana :

- $D$  = Kedalaman tiang pondasi  
 $S$  = Jarak as ke as tiang dalam grup  
 $C_u$  = Kohesi *Undrained*  
 $n$  = Jumlah tiang dalam grup  
 $d$  = Diameter tiang

### 3.8.2 Kontrol Geser Ponds pada Poer

Dalam merencanakan tebal poer, harus memenuhi persyaratan bahwa kekuatan gaya geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi. Kuat geser yang disumbangkan beton diambil terkecil dari :

$$V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (3.23)$$

SNI 2847:2013 pasal 11.11.12.1(a)

$$V_c = 0,083 \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (3.24)$$

SNI 2847:2013 pasal 11.11.12.1(b)

$$V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (3.25)$$

SNI 2847:2013 pasal 11.11.12.1(c)

Dimana :

$\beta$  = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom

$b_o$  = keliling pada penampang kritis pada poer =  $2(b_{\text{kolom}} + d) + 2(h_{\text{kolom}} + d)$

$\alpha_s \rightarrow 30$ , untuk kolom tepi

$\rightarrow 40$ , untuk kolom tengah

$\rightarrow 20$ , untuk kolom pojok

$\phi V_c > P_u$ .....OK (Ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser)

### 3.9 Gambar Hasil Perancangan

Gambar hasil perancangan meliputi gambar eksisting dan gambar modifikasi perancangan berupa gambar struktur, detail penulangan balok, kolom, pelat dan dinding geser. Dikerjakan menggunakan program bantu AutoCad 2013.

## BAB IV

### ANALISIS STRUKTUR DAN DETAIL PERANCANGAN

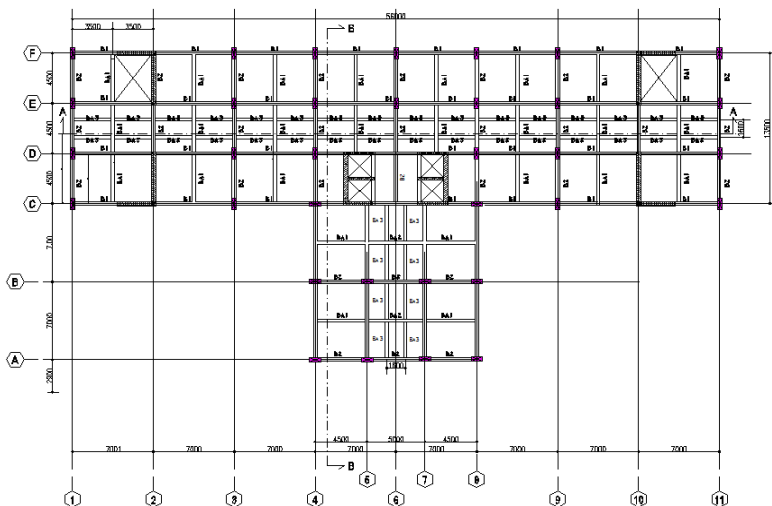
#### 4.1 Preliminary Desain

##### 4.1.1 Data Perencanaan

Adapun data perencanaan yang dipakai adalah sebagai berikut:

Fungsi Bangunan	: Apartemen
Struktur Gedung	: Beton Bertulang
Lantai	: 19 Lt Utama 1 Lt. Parkir
Tinggi Bangunan	: 63.00 m
Lebar Bangunan	: 27.5 m
Panjang Bangunan	: 56.00 m

Gambar denah struktur gedung Apartemen Galeri Ciumbuleuit 3 Bandung dapat dilihat pada Gambar 4.1



**Gambar 4.1** Denah Struktur Apartemen Galeri Ciumbuleuit

### 4.1.2 Dimensi Balok

*Preliminary design* dimensi balok menggunakan rumus sesuai dengan SNI 2847:2013 tabel 9.5(a), tebal minimum balok adalah sebagai berikut:

#### 1. Balok Induk

- Balok induk memanjang B1,  $L = 7000 \text{ mm}$

$$h = \frac{7000}{16} = 437,5 \approx 600 \text{ mm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times 600 = 400 \text{ mm}$$

Dimensi balok induk memanjang didapat 400/600 mm

- Balok induk melintang B2,  $L = 4500 \text{ mm}$

$$h = \frac{4500}{16} = 281,25 \approx 600 \text{ mm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times 600 = 400 \text{ mm}$$

Dimensi balok induk melintang didapat 400/600 mm

- Balok induk melintang B3,  $L = 5000 \text{ mm}$

$$h = \frac{5000}{16} = 312,5 \approx 600 \text{ mm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times 600 = 400 \text{ mm}$$

Dimensi balok induk melintang didapat 400/600 mm

## 2. Balok Anak

Dimensi balok anak disamakan, diambil berdasarkan bentang yang paling panjang yaitu  $L = 5000 \text{ mm}$

- Balok Anak,  $L = 5000 \text{ mm}$

$$h = \frac{5000}{16} = 312,5 \approx 500 \text{ mm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times 500 = 333,33 \approx 300 \text{ mm}$$

Dimensi balok sekunder dengan bentang terbesar  $5000 \text{ mm}$  didapat  $300/500 \text{ mm}$ . Resume *preliminary design* balok dapat dilihat pada Tabel 4.1

Tabel 4.1 Resume Dimensi Balok

Tipe Balok	Bentang	Dimensi (mm)	
	(mm)	b	h
B1 ( B.Induk 1 )	7000	400	600
B2 ( B.Induk 2 )	4500	400	600
B3 ( B.Induk 3 )	5000	400	600
BA1 ( B.Anak 1 )	4500	300	500
BA2 ( B.Anak 2 )	5000	300	500
BA3 ( B.Anak 3 )	3500	300	500

### 4.1.3 Dimensi Pelat Lantai dan Atap

*Preliminary design* dimensi pelat menggunakan rumus sesuai dengan SNI 2847:2013 tabel 9.5(a), tebal minimum pelat satu arah adalah sebagai berikut:

- *slab* diambil dengan  $L$  yang terpanjang yaitu  $= 4500 \text{ mm}$

$$h = \frac{4500}{20} = 210 \text{ mm diperkecil menjadi } 120\text{mm}$$

*Precast slab* : 70 mm.

*Overtopping* : 50 mm.

#### 4.1.4 Desain Dimensi Kolom

Kolom harus direncanakan menahan beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai yang ditinjau. Adapun kolom yang ditinjau adalah kolom yang memikul bentang terbesar, yaitu kolom As B-6 seperti yang terlihat pada gambar 4.2. Data-data yang diperlukan untuk *preliminary design* kolom adalah sebagai berikut:

Direncanakan:

Tebal pelat = 120mm

Tinggi lantai dasar = 6000mm

Tinggi lantai 1s/d atap = 3000mm

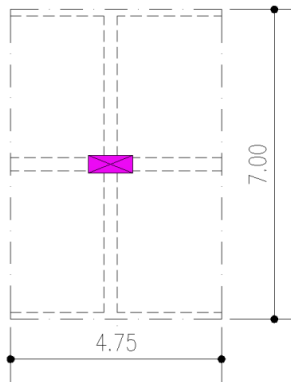
Dimensi balok induk = 400/600

Dimensi balok anak = 300/500

Luas tributari = 4.75 m x 7 m = 33.25m<sup>2</sup>

Perhitungan pembebanan mengacu pada SNI 1727:2013.

*Preliminary design* kolom dibedakan setiap lima lantai.



Gambar 4.2 Daerah Pembebanan Kolom dengan Bentang Terbesar

• **Kolom Lantai Parkir s/d 3**

Adapun perhitungan preliminary desain kolom lantai parkir s/d lantai 3 adalah sebagai berikut:

Beban Mati Lantai Dasar s/d Lt 19 (roof)

Pelat Lantai	=	4,75	x	7,00	x	0,12	x	24	x	20	=	1915,2kN
Penggantung	=	4,75	x	7,00	x		x	0,07	x	20	=	46,55kN
Plafon	=	4,75	x	7,00	x		x	0,056	x	20	=	73,15kN
Balok B1 (40/60)	=	0,4	x	0,6	x	11,75	x	24	x	20	=	1353,6kN
Balok B2 (30/50)	=	0,3	x	0,5	x	4,75	x	24	x	20	=	342,0kN
Spesi t=2 cm	=	4,75	x	7,00	x		x	0,21	x	20	=	139,65kN
Keramik t=1 cm	=	4,75	x	7,00	x		x	0,24	x	20	=	159,60kN
Ducting + Plumbing	=	4,75	x	7,00	x		x	0,185	x	20	=	266,0kN
Total Beban Mati	=										=	<b>4295,75 kN</b>
Total Beban Mati per Lantai	=										=	4295,75 / 20 = 214,79kN

Berdasarkan SNI 1727:2013 Tabel 4-1 beban hidup untuk hunian adalah sebesar 1,92 kN/m<sup>2</sup> untuk pelat lantai dan 0,96 kN/m<sup>2</sup> untuk pelat atap. Komponen struktur yang memiliki nilai  $K_{LL} A_T \geq 37,16 \text{ m}^2$  diizinkan untuk dirancang dengan rumus berikut: (SNI 1727:2013 Pasal 4.7.2)

$$A_T = 7,0 \times 4,75 = 33,25 \text{ m}^2$$

$$K_{LL} A_T = 4 \times 33,25 = 133 \text{ m}^2$$

Maka,  $133 \text{ m}^2 \geq 37,16 \text{ m}^2$  (Beban hidup boleh direduksi)

1. Reduksi Beban Hidup Pelat Lantai Dasar s/d 18

$$L = L_o \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL} A_T}} \right) \geq 0,4 L_o$$

$$L = 1,92 \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{133}} \right) \geq 0,4 \times 1,92$$

$$L = 1,24 \text{ kN/m}^2 \geq 0,77 \text{ kN/m}^2$$

Maka, total beban hidup pelat lantai dasar s/d 18 sebesar

$$L_t \text{ dasar} - 18 = 1,24 \times 7 \times 4,75 \times 19 = 783,37 \text{ kN}$$

$$\text{Beban hidup per lantai} = 783,37 / 19 = 41,23 \text{ kN}$$



## 2. Reduksi Beban Hidup Pelat Lantai Atap

Reduksi beban hidup plat lantai atap ( $L_r$ ) ditentukan sesuai dengan Rumus berikut. Karena  $A_r = 133 \text{ m}^2$  maka,

$$R_1 = 0,6$$

$$R_2 = 1 \rightarrow (F = 0 < 4)$$

$$L_r = L_o R_1 R_2 = 0,96 \times 0,6 \times 1 = 0,576 \text{ kN/m}^2$$

$$0,58 \leq L_r, \text{ Maka } L_r = 0,58 \text{ kN/m}^2$$

Maka, total beban hidup pelat atap adalah sebesar

$$L_t \text{ Atap} = 0,58 \times 7 \times 4,75 = 19,29 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total (W)} = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} + 0,5 \text{ Lr}$$

$$= 1,2 (4295,75) + 1,6 (783,37) + 0,5 (19,29)$$

$$= 6417,94 \text{ kN}$$

$$\text{Mutu beton} = 35 \text{ MPa} = 3,5 \text{ kN/cm}^2 \text{ (1 MPa} = 0,1 \text{ kN/cm}^2 \text{)}$$

$$\text{Dimensi: } b \times h = 2,3 \times \frac{P}{f_c'} = 2,3 \times \frac{4295,75}{3,5} = 4217,51 \text{ cm}^2$$

$$b^2 = 4217,51 \text{ cm}^2$$

$$b = h = 65 \text{ cm} \approx b = 600 \text{ mm}, h = 900 \text{ mm}$$

### • Kolom Lantai 4 s/d 8

Dari perhitungan beban mati dan hidup per lantai pada sub bab 4.4.1 didapat :

$$\text{Beban mati per lantai} = 214,79 \text{ kN}$$

$$\text{Beban hidup lantai} = 41,23 \text{ kN}$$

$$\text{Beban hidup atap} = 19,29 \text{ kN}$$

$$\text{Beban mati lt 5 s/d 19(roof)} = 214,79 \times 15 = 3221,85 \text{ kN}$$

$$\text{Beban hidup lt 5 s/d 18} = 41,23 \times 14 = 577,2 \text{ kN}$$

$$\text{Beban hidup atap} = 19,29 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat total (W)} &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} + 0,5 \text{ Lr} \\
 &= 1,2 (3221,85) + 1,6 (577,2) + 0,5 (19,29) \\
 &= 4799,39 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Mutu beton} = 35 \text{ MPa} = 3,5 \text{ kN/cm}^2 \text{ (1 MPa} = 0,1 \text{ kN/cm}^2\text{)}$$

$$\text{Dimensi: } b \times h = 2,3 \times \frac{P}{f_c'} = 2,3 \times \frac{4799,39}{3,5} = 3153,88 \text{ cm}^2$$

$$b^2 = 3153,88 \text{ cm}^2$$

$$b = h = 56,15 \text{ cm} \approx b = 500 \text{ mm}, h = 800 \text{ mm}$$

• **Kolom Lantai 9 s/d 13**

Dari perhitungan beban mati dan hidup per lantai pada sub bab 4.4.1 didapat :

$$\text{Beban mati per lantai} = 214,79 \text{ kN}$$

$$\text{Beban hidup lantai} = 41,23 \text{ kN}$$

$$\text{Beban hidup atap} = 19,29 \text{ kN}$$

$$\text{Beban mati lt 10 s/d 19 (roof)} = 214,79 \times 10 = 2147,90 \text{ kN}$$

$$\text{Beban hidup lt 10 s/d 18} = 41,23 \times 9 = 371,07 \text{ kN}$$

$$\text{Beban hidup atap} = 19,29 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat total (W)} &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} + 0,5 \text{ Lr} \\
 &= 1,2 (2147,90) + 1,6 (371,07) + 0,5 (19,29) \\
 &= 3180,84 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Mutu beton} = 35 \text{ MPa} = 3,5 \text{ kN/cm}^2 \text{ (1 MPa} = 0,1 \text{ kN/cm}^2\text{)}$$

$$\text{Dimensi: } b \times h = 2,3 \times \frac{P}{f_c'} = 2,3 \times \frac{3180,84}{3,5} = 2090,27 \text{ cm}^2$$

$$b^2 = 2090,27 \text{ cm}^2$$

$$b = h = 45,71 \text{ cm} \approx b = 500 \text{ mm}, h = 700 \text{ mm}$$

- **Kolom Lantai 14 s/d 18**

Dari perhitungan beban mati dan hidup per lantai pada sub bab 4.4.1 didapat :

$$\begin{aligned}\text{Beban mati per lantai} &= 214,79 \text{ kN} \\ \text{Beban hidup lantai} &= 41,23 \text{ kN} \\ \text{Beban hidup atap} &= 19,29 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Beban mati lt 15 s/d 19 (roof)} &= 214,79 \times 5 = 1073,95 \text{ kN} \\ \text{Beban hidup lt 15 s/d 18} &= 41,23 \times 4 = 164,92 \text{ kN} \\ \text{Beban hidup atap} &= 19,29 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat total (W)} &= 1,2 D_L + 1,6 L_L + 0,5 L_r \\ &= 1,2 (1073,95) + 1,6 (164,92) + 0,5\end{aligned}$$

(19.29)

$$= 1562,26 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}\text{Mutu beton} &= 35 \text{ MPa} = 3,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (1 \text{ MPa} = 0,1 \\ &\text{kN/cm}^2)\end{aligned}$$

$$\text{Dimensi: } b \times h = 2,3 \times \frac{P}{f_c'} = 2,3 \times \frac{1562,26}{3,5} = 1026,63 \text{ cm}^2$$

$$b^2 = 1026,63 \text{ cm}^2$$

$$b = h = 32,1 \text{ cm} \approx b = 500 \text{ mm}, h = 500 \text{ mm}$$

#### 4.1.5 Desain Dimensi Dinding Geser

Menurut SNI 2847:2013 pasal 14.5.3.1, ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang dari 1/25 tinggi atau panjang bentang tertumpu, yang lebih pendek, atau kurang dari 100 mm.

Direncanakan:

Tebal Dinding Geser = 200 mm

$$L = 4500 \text{ mm}$$

$$h = 3000 \text{ mm}$$

- $200 \text{ mm} \geq h/25$   
 $200 \text{ mm} \geq 3000/25$   
 $200 \text{ mm} \geq 120 \text{ mm} \dots \text{Oke}$
- $200 \text{ mm} \geq L/25$   
 $200 \text{ mm} \geq 4500/25$   
 $200 \text{ mm} \geq 180 \text{ mm} \dots \text{Oke}$
- $200 \text{ mm} \geq 100 \text{ mm} \dots \text{Oke}$

Maka, dipakai tebal dinding geser 200mm

## 4.2 Perencanaan Struktur Sekunder

Perencanaan struktur sekunder meliputi perencanaan pelat pracetak, balok anak pracetak, tangga, dan balok lift.

### 4.2.1 Perencanaan Pelat

Desain tebal pelat direncanakan menggunakan ketebalan 12 cm dengan perincian tebal pelat pracetak 7 cm dan pelat cor setempat (overtopping) 5 cm. Peraturan yang digunakan untuk penentuan besar beban yang bekerja pada struktur pelat adalah SNI 1727:2013. Pelat direncanakan menerima beban mati dan beban hidup dengan kombinasi pembebanan SNI 2847:2013 Pasal 9.2.1 yaitu:

- $Q_u = 1,4D$
- $Q_u = 1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ atau } R)$

Desain Pelat direncanakan pada beberapa keadaan, yaitu :

1. Sebelum Komposit, keadaan ini terjadi pada saat awal pengecoran topping yaitu komponen pracetak dan komponen topping belum menyatu dalam memikul beban. Perletakan pelat dapat dianggap sebagai perletakan bebas.
2. Sesudah Komposit, keadaan ini terjadi apabila topping dan elemen pracetak pelat telah bekerja bersama-sama dalam memikul beban. Perletakan pelat dianggap sebagai perletakan terjepit elastis.

Permodelan pelat terutama perletakan baik pada saat sebelum komposit dan setelah komposit akan digunakan untuk

perhitungan tulangan pelat. Pelat pada saat awal pemasangan atau saat sebelum komposit diasumsikan tertumpu pada dua tumpuan.

Sedangkan pada saat setelah komposit diasumsikan sebagai perletakan terjepit elastis. Penulangan akhir nantinya merupakan penggabungan pada dua keadaan diatas. Selain tulangan untuk menahan beban gravitasi perlu juga diperhitungkan tulangan angkat yang sesuai pada pemasangan pelat pracetak. Perletakan pada plat yang dipakai diasumsikan sebagai perletakan jepit.

#### 4.2.1.1 Pembebanan Pelat

##### Data Perencanaan

Data perencanaan yang digunakan untuk perencanaan pelat sesuai dengan preliminary desain adalah :

- Mutu Beton ( $f'c$ ) = 35 Mpa
- Tebal Pelat (t) = 120 mm
- Selimut Beton = 20 mm
- Kuat Leleh ( $f_y$ ) = 400 MPa
- Diameter Tulangan Rencana = 10 mm
- $\beta_1$  (SNI 2847:2013 Pasal 10.2.7.3)

$$\begin{aligned}
 &= 0,85 - \frac{f'c - 28}{7} \times 0,05 \geq 0,65 \\
 &= 0,85 - \frac{35 - 28}{7} \times 0,05 \geq 0,65 \\
 &= 0,8 \geq 0,65
 \end{aligned}$$

##### Pembebanan Pelat lantai Dasar s/d 19(roof)

Pelat direncanakan menerima beban mati dan beban hidup dengan kombinasi pembebanan yang sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 9.2.(1), yaitu sebesar :

##### 1. Beban Mati (DL)

##### Sebelum komposit

Berat sendiri	= 0,07 m	× 24	= 1,68 kN/m <sup>2</sup>
Berat topping	= 0,05 m	× 24	= <u>1,20 kN/m<sup>2</sup></u>

$$DL = 2,88 \text{ kN/m}^2$$

Setelah komposit

Berat sendiri	$= 0,12 \text{ m} \times 24$	$= 2,88 \text{ kN/m}^2$
Plafond	$=$	$= 0,056 \text{ kN/m}^2$
Penggantung	$=$	$= 0,07 \text{ kN/m}^2$
Tegel ( t = 1 cm )	$= 0,01 \text{ m} \times 24$	$= 0,24 \text{ kN/m}^2$
Spesi ( t = 2 cm )	$= 0,02 \text{ m} \times 21$	$= 0,42 \text{ kN/m}^2$
Ducting AC		$= 0,085 \text{ kN/m}^2$
Plumbing		$= 0,10 \text{ kN/m}^2$
		$DL = 4,02 \text{ kN/m}^2$

2. Beban Hidup (LL)

$$\text{Beban hidup } (Lo) = 1,92 \text{ kN/m}^2 \text{ (SNI 1727:2013, Tabel 4.1)}$$

$$\text{Luas Tributari } (A_T) = 3,5 \times 1,5 = 5,25 \text{ m}^2$$

$$K_{LL} = 1 \text{ (SNI 1727:2013, Tabel 4.2)}$$

$$K_{LL} A_T = 1 \times 5,25 = 5,25 \text{ m}^2$$

Maka,  $5,25 \text{ m}^2 \leq 37,16 \text{ m}^2$  (Beban Hidup tidak perlu direduksi)

Maka, beban hidup yang bekerja =  $1,92 \text{ kN/m}^2$

3. Kombinasi Pembebanan

Sebelum Komposit

*Sebelum Overtopping*

$$Q_u = 1,4D = 1,4 \times 1,68 = 2,35 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_u = 1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ atau } R)$$

$$Q_u = 1,2 \times 1,68 + 1,6 \times 0,96 = 3,55 \text{ kN/m}^2$$

*Saat Overtopping*

$$Q_u = 1,4D = 1,4 \times 2,88 = 4,03 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_u = 1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ atau } R)$$

$$Q_u = 1,2 \times 2,88 + 1,6 \times 0 = 3,46 \text{ kN/m}^2$$

Setelah Komposit

$$Q_u = 1,4D = 1,4 \times 4,02 = 5,63 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_u = 1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ atau } R)$$

$$Q_u = 1,2 \times 4,02 + 1,6 \times 1,92 = 7,90 \text{ kN/m}^2$$

### **Pembebanan Pelat lantai Atap**

Pelat direncanakan menerima beban mati dan beban hidup dengan kombinasi pembebanan yang sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 9.2.(1), yaitu sebesar :

#### 1. Beban Mati (DL)

##### Sebelum komposit

Berat sendiri	= 0,07	×	24	= 1,68	kN/m <sup>2</sup>
Berat topping	= 0,05	×	24	= 1,20	kN/m <sup>2</sup>
		DL		= 2,88	kN/m <sup>2</sup>

##### Setelah komposit

Berat sendiri	= 0,12 m	×	24	= 2,88	kN/m <sup>2</sup>
Plafond+Eternit	= 0,056			= 0,056	kN/m <sup>2</sup>
Penggantung	= 0,07			= 0,07	kN/m <sup>2</sup>
Tegel ( t = 1 cm )	= 0,01 m	×	24	= 0,24	kN/m <sup>2</sup>
Spesi ( t = 2 cm )	= 0,02 m	×	21	= 0,42	kN/m <sup>2</sup>
Ducting AC				= 0,085	kN/m <sup>2</sup>
Plumbing				= 0,10	kN/m <sup>2</sup>
		DL		= 4,02	kN/m <sup>2</sup>

#### 2. Beban Hidup (LL)

Beban hidup ( $L_o$ ) = 0,96 kN/m<sup>2</sup> (SNI 1727:2013 Tabel 4-1)

Luas Tributari ( $A_t$ ) =  $3,5 \times 1,5 = 5,25 \text{ m}^2$

$K_{LL}$  = 1 (SNI 1727:2013 Tabel 4-2)

$K_{LL} A_T = 1 \times 5,25 = 5,25 \text{ m}^2$

Maka,  $5,25 \text{ m}^2 \leq 37,16 \text{ m}^2$  (Beban Hidup tidak boleh direduksi)

Maka, Beban hidup lantai atap = 0,96 kN/m<sup>2</sup>

#### 3. Kombinasi Pembebanan

##### Sebelum Komposit

##### Sebelum Overtopping

$$Q_u = 1,4D = 1,4 \times 1,68 = 2,35 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_u = 1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ atau } R)$$

$$Q_u = 1,2 \times 1,68 + 1,6 \times 0,96 = 3,55 \text{ kN/m}^2$$

*Saat Overtopping*

$$Q_u = 1,4D = 1,4 \times 2,88 = 4,032 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_u = 1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ atau } R)$$

$$Q_u = 1,2 \times 2,88 + 1,6 \times 0 = 3,46 \text{ kN/m}^2$$

Setelah Komposit

$$Q_u = 1,4D = 1,4 \times 4,02 = 5,63 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_u = 1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ atau } R)$$

$$Q_u = 1,2 \times 4,02 + 1,6 \times 0,96 = 6,36 \text{ kN/m}^2$$

#### 4.2.1.2 Penulangan Pelat Lantai

Perhitungan penulangan pelat akan direncanakan dalam dua tahap, yaitu tahap pertama penulangan sebelum komposit dan kedua adalah penulangan sesudah komposit. Lalu dipilih tulangan yang layak untuk digunakan, yang memperhitungkan tulangan yang paling kritis diantara kedua keadaan tersebut. Tulangan pelat menggunakan tulangan yang sama untuk memudahkan pelaksanaan.

Data perencanaan untuk penulangan pelat :

- Menentukan data perencanaan penulangan pelat
 

Dimensi pelat	= 3500 mm x 1500 mm
Tebal pelat pracetak	= 70 mm
Tebal overtopping	= 50 mm
Tebal decking	= 20 mm
Diameter tulangan rencana	= 10 mm
Mutu tulangan baja (fy)	= 400 MPa
Mutu beton (f'c)	= 35 MPa
- Kondisi sebelum komposit
 
$$d = 70 - 20 - \frac{10}{2} = 45 \text{ mm}$$
- Kondisi sesudah komposit
 
$$d = 120 - 20 - \frac{10}{2} = 95 \text{ mm}$$



$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

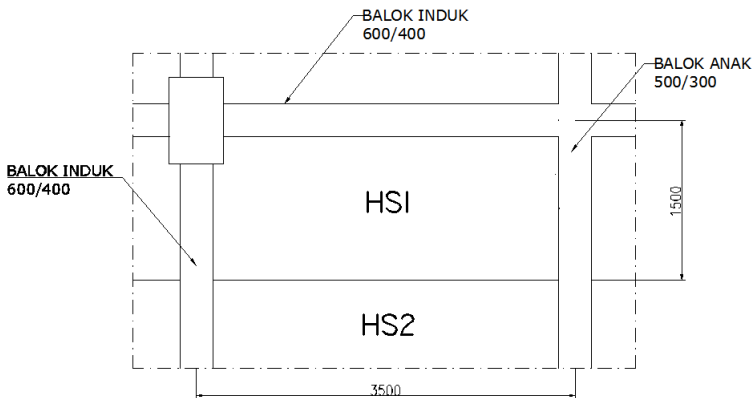
$$\rho_b = \frac{0,85 \times 35 \times 0,80}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0,036$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,036 = 0,027$$

$$\rho_{min} = \frac{0,25 \sqrt{f_c'}}{f_y} \geq \frac{1,4}{f_y}$$

$$= \frac{0,25 \sqrt{35}}{400} = 0,00369 > \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

Dipakai  $\rho_{min}$  0,00369



**Gambar 4.3** Tipe Pelat HS1 3500 x 1500

$$\begin{aligned}
 L_x &= 3500 - ((400/2) + (300/2)) &= 3150 \text{ mm} \\
 L_y &= 1500 - (400/2) &= 1300 \text{ mm} \\
 \beta &= \frac{L_x}{L_y} = \frac{3150}{1300} = 2,423 > 2 \text{ (pelat satu arah)}
 \end{aligned}$$

Penulangan pokok pelat pada tumpuan sama dengan pada lapangan, tetapi letak tulangan tariknya berbeda. Pada daerah tumpuan, tulangan tarik berada di atas sedangkan pada daerah lapangan, tulangan tariknya berada di bawah. Tulangan lapangan dan tulangan tumpuan direncanakan menggunakan D10 mm ( $A_s = 78,54 \text{ mm}^2$ ).

#### a) **Perhitungan Penulangan Pelat Sebelum Komposit**

##### Penulangan sebelum overtopping

Pada Penulangan Pelat A sebelum komposit pelat dianggap terletak bebas di atas dua tumpuan.

Tebal pelat = 70 mm (sebelum komposit)

Tebal decking = 20 mm

D tulangan = 10 mm ( $A_s = 78,54 \text{ mm}^2$ )

Tinggi efektif  $d = 70 - 20 - \frac{1}{2} \times 10 = 45 \text{ mm}$

$$M_u = \frac{1}{8} q_u L^2 = \frac{1}{8} \times 3,55 \times 3,5^2 = 5,439 \text{ kNm}$$

$$M_u = 5439000 \text{ Nmm}$$

Dipakai koefisien faktor reduksi :  $\phi = 0,9$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{5439000}{0,9 \times 1000 \times 45^2} = 2,984$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25\sqrt{f_c'}}{f_y} \geq \frac{1,4}{f_y}$$

$$= \frac{0,25\sqrt{35}}{400} = 0,00369 > \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 2,984}{400}} \right) = 0,0079\end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0079 > \rho_{\text{min}} = 0,0035$  dipakai  $\rho_{\text{perlu}}$  sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$\begin{aligned}A_{s\text{perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0079 \times 1000 \times 45 = 354,50 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$A_{s1 \text{ tulangan}} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 0,25 \times \pi \times 10^2 = 78,50 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s\text{perlu}}}{A_{s1 \text{ tulangan}}} = 4,52 \approx 5$$

Dipakai 5 D10 ( $A_s = 392,50 \text{ mm}^2$ )

Kontrol penggunaan faktor reduksi

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_{s\text{perlu}} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{354,50 \times 400}{(0,85 \times 35 \times 1000)} = 4,767 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{4,767}{0,80} = 5,96$$

- Regangan Tarik

$\varepsilon_0 = 0,003$  berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.3

- Regangan Tarik netto

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_0 \times (d - c)}{c} = \frac{0,003 \times (45 - 5,96)}{5,96} = 0,020 > 0,005 \text{ ...OK}$$

terkontrol tarik, maka dipakai  $\phi = 0,9$

- Kekuatan lentur nominal reduksi

$$\phi M_n = \phi A_s \cdot f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

- $$\phi Mn = 0.9 \times 392,50 \times 400 \left( 45 - \frac{5,96}{2} \right) = 6021738,80 \text{ Nmm}$$
- $$\phi Mn = 6021738,80 \text{ Nmm} \geq Mu = 5439000 \text{ Nmm} \dots \text{OK}$$
- Jarak tulangan yang diperlukan
 
$$S = \frac{1000 \cdot 0}{n-1} = \frac{1000}{5-1} = 250 \text{ mm} \approx 200 \text{ mm}$$
  - Kontrol Spasi Tulangan
 
$$S \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{SNI } 2847:2013 \text{ Pasal } 7.6.2)$$

$$S \leq (2h=240 \text{ mm}) \quad (\text{SNI } 2847:2013 \text{ Pasal } 13.3.2)$$

$$S \leq (3h=360 \text{ mm}) \text{ atau } 450 \text{ mm} \quad (\text{SNI } 2847:2013 \text{ Pasal } 7.6.5)$$

Maka, S dipasang tulangan utama D10- 200 mm
  - Tulangan bagi
 

Dalam arah tegak lurus terhadap tulangan utama harus disediakan tulangan pembagi (demi tegangan suhu dan susut)

$$\rho \text{ susut pakai} = 0,0018$$

$$As \text{ susut} = 0,0018 \times 1000 \times 70 = 126 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan susut  $\phi 8$

$$As = \frac{0,18 \times 1000 \times 70}{100} = 126 \text{ mm}^2$$

Diperlukan tulangan  $\phi 8-250 = 201,06 \text{ mm}^2 > 126 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$

Syarat spasi tulangan untuk tulangan susut + suhu:

$S < 5 \times \text{tebal pelat atau } 450 \text{ mm}$

$S < 5 \times 70 \text{ atau } 450 \text{ mm}$

$250 \text{ mm} < 350 \text{ mm atau } 450 \text{ mm}$

Di pasang tulangan susut  $\phi 8-250$  ( $As \text{ pakai} = 201,06 \text{ mm}^2$ )

#### **b) Penulangan Sebelum Komposit Akibat Pengangkatan**

Besarnya momen dan pengaturan jarak tulangan angkat sesuai “*PCI Handbook, 6th Edition*” berdasarkan empat titik angkat dimana momen daerah tumpuan sama dengan momen daerah lapangan, yaitu sebagai berikut :

$$M_x = 0,0107 \times w \times a^2 \times b$$

$$M_y = 0,0107 \times w \times a \times b^2$$

Pada pelat tipe 3,15 x 1,3 ditentukan a = 1,3 dan b = 3,15 dengan  $w = 1,2 \times (0,07 \times 24) + 1,6 \times 0,96 = 3,55 \text{ kN/m}^2$

$$\text{Maka : } M_x = 0,0107 \times 3,55 \times 1,3^2 \times 3,15 = 0,202 \text{ kNm} \\ = 0,202 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$M_y = 0,0107 \times 3,55 \times 1,3 \times 3,15^2 = 0,489 \text{ kNm} \\ = 0,489 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Diketahui,  $M_x = 202000 \text{ Nmm}$

Dipakai koefisien faktor reduksi :  $\phi = 0,9$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{202000}{0,9 \times 1000 \times 45^2} = 0,11$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ = \frac{1}{13,45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 0,11}{400}} \right) = 0,00028$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,00028 < \rho_{\text{min}} = 0,00369$  dipakai  $\rho_{\text{min}}$  sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d \\ = 0,00369 \times 1000 \times 45 = 166,05 \text{ mm}^2$$

$$A_{S_1 \text{ tulangan}} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 0,25 \times \pi \times 10^2 = 78,50 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{S_{\text{perlu}}}}{A_{S_1 \text{ tulangan}}} = 2,11 \approx 3$$

Dipakai 3 D10 ( $A_s = 235,5 \text{ mm}^2$ )

Kontrol penggunaan faktor reduksi

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{235,5 \times 400}{(0,85 \times 35 \times 1000)} = 3,17 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{3,17}{0,80} = 3,96$$

- Regangan Tarik

$\varepsilon_0 = 0,003$  berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.3

- Regangan Tarik netto

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_0 \times (dx - c)}{c} = \frac{0,003 \times (45 - 3,96)}{3,96} = 0,031 > 0,005 \text{ ...OK}$$

terkontrol tarik, maka dipakai  $\phi = 0,9$

- Kekuatan lentur nominal reduksi

$$\phi Mn = \phi As \cdot fy \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi Mn = 0,9 \times 235,5 \times 400 \left( 45 - \frac{3,17}{2} \right) = 3680723,7 \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn = 3680723,7 \text{ Nmm} \geq Mu = 297000 \text{ Nmm} \text{ ...OK}$$

- Jarak tulangan yang diperlukan

$$S = \frac{1000 \phi}{n - 1} = \frac{1000}{3 - 1} = 500 \text{ mm}$$

- Kontrol Spasi Tulangan

$$S \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{SNI 2847:2013 Pasal 7.6.2})$$

$$S \leq (2h = 240 \text{ mm}) \quad (\text{SNI 2847:2013 Pasal 13.3.2})$$

$$S \leq (3h = 360 \text{ mm}) \text{ atau } 450 \text{ mm} \quad (\text{SNI 2847:2013 Pasal 7.6.5})$$

Maka dipasang tulangan utama D10 – 200 mm

Diketahui,  $My = 489000 \text{ Nmm}$

Dipakai koefisien faktor reduksi :  $\phi = 0,9$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{489000}{0,9 \times 1000 \times 45^2} = 0,268$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right)$$

$$= \frac{1}{13,45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 0,268}{400}} \right) = 0,00067$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,00067 < \rho_{\text{min}} = 0,00369$  dipakai  $\rho_{\text{min}}$  sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

As perlu =  $\rho \times b \times d$

$$= 0,00369 \times 1000 \times 45 = 90 \text{ mm}^2$$

$$As_{1 \text{ tulangan}} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 0,25 \times \pi \times 10^2 = 78,50 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{As_{\text{perlu}}}{As_{1 \text{ tulangan}}} = 2,11 \approx 3$$

Dipakai D10 (As = 235,5 mm<sup>2</sup>)

Kontrol penggunaan faktor reduksi

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{As \times fy}{(0,85 \times f'c \times b)} = \frac{235,5 \times 400}{(0,85 \times 35 \times 1000)} = 3,17 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{3,17}{0,80} = 3,96$$

- Regangan Tarik

$$\epsilon_0 = 0,003 \text{ berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.3}$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_0 \times (dx - c)}{c} = \frac{0,003 \times (45 - 3,96)}{3,96} = 0,031 > 0,005 \text{ ...OK}$$

terkontrol tarik, maka dipakai  $\phi = 0,9$

- Kekuatan lentur nominal reduksi

$$\phi Mn = \phi As \cdot fy \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi Mn = 0,9 \times 235,5 \times 400 \left( 45 - \frac{3,17}{2} \right) = 3680723,7 \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn = 3680723,7 \text{ Nmm} \geq Mu = 759000 \text{ Nmm ...OK}$$

- Jarak tulangan yang diperlukan

$$S = \frac{1000}{n-1} = \frac{1000}{3-1} = 500 \text{ mm}$$

- Kontrol Spasi Tulangan

$$S \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{SNI 2847:2013 Pasal 7.6.2})$$

$$S \leq (2h=240 \text{ mm}) \quad (\text{SNI 2847:2013 Pasal 13.3.2})$$

$$S \leq (3h = 360 \text{ mm}) \text{ atau } 450 \text{ mm} \quad (\text{SNI 2847:2013 Pasal 7.6.5})$$

Maka, dipasang tulangan utama D10 – 200 mm

### c) Penulangan Pelat Saat overtopping

Tebal pelat = 70 mm (sebelum komposit)

Tebal decking = 20 mm

Ø tulangan = 10 mm ( $A_s = 78,540 \text{ mm}^2$ )

Tinggi efektif  $d = 70 - 20 - \frac{1}{2} \times 10 = 45 \text{ mm}$

$$M_u = 1/8 q_u L^2 = 1/8 \times 4,03 \times 3,15^2 = 6,174 \text{ kNm}$$

$$M_u = 6174000 \text{ Nmm}$$

Dipakai koefisien faktor reduksi :  $\phi = 0,9$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{6174000}{0,9 \times 1000 \times 45^2} = 3,39$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{13,45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 3,39}{400}} \right) = 0,009$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,009 > \rho_{\text{min}} = 0,00386$  dipakai  $\rho_{\text{perlu}}$  sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,009 \times 1000 \times 45 = 405,70 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1 \text{ tulangan}} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 0,25 \times \pi \times 10^2 = 78,50 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s \text{ perlu}}}{A_{s1 \text{ tulangan}}} = 5,16 \approx 6$$

Dipakai 6 D10 ( $A_s = 471 \text{ mm}^2$ )



## Kontrol penggunaan faktor reduksi

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{471 \times 400}{(0,85 \times 35 \times 1000)} = 5,46 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{5,46}{0,80} = 6,82$$

- Regangan Tarik

$$\varepsilon_0 = 0,003 \text{ berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.3}$$

- Regangan Tarik netto

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_0 \times (d - c)}{c} = \frac{0,003 \times (45 - 6,82)}{6,82} = 0,017 > 0,005 \text{ ...OK}$$

terkontrol tarik, maka dipakai  $\phi = 0,9$

- Kekuatan lentur nominal reduksi

$$\phi M_n = \phi A_s \cdot f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 471 \times 400 \left( 45 - \frac{5,46}{2} \right) = 7167742,80 \text{ Nmm}$$

$$\phi M_n = 7167742,80 \text{ Nmm} \geq M_u = 6174000 \text{ Nmm ...OK}$$

- Jarak tulangan yang diperlukan

$$S = \frac{1000}{n-1} = \frac{1000}{6-1} = 200 \text{ mm}$$

- Kontrol Spasi Tulangan

$$S \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{SNI 2847:2013 Pasal 7.6.2})$$

$$S \leq (2h = 240 \text{ mm}) \quad (\text{SNI 2847:2013 Pasal 13.3.2})$$

$$S \leq (3h = 360 \text{ mm}) \text{ atau } 450 \text{ mm} \quad (\text{SNI 2847:2013 Pasal 7.6.5})$$

Maka S dipasang tulangan lentur D10 – 200 mm

- Tulangan bagi

Dalam arah tegak lurus terhadap tulangan utama harus disediakan tulangan pembagi (demi tegangan suhu dan susut)

$\rho$  susut pakai = 0,0018

$$A_s \text{ susut} = 0,0018 \times 1000 \times 70 = 126 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan susut  $\phi 8$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan (n)} &= \frac{A_s}{0,25 \times \pi \times d^2} \\ &= \frac{126}{0,25 \times \pi \times 8^2} \\ &= 2,5 \approx 3 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\text{Spasi tulangan} = \frac{1000}{3} = 333,33 \text{ mm}$$

Syarat spasi tulangan untuk tulangan susut + suhu:

$S < 5 \times \text{tebal pelat atau } 450 \text{ mm}$

$250 < 350 \text{ mm atau } 450 \text{ mm}$

Di pasang tulangan susut  $\phi 8-250$  ( $A_s \text{ pakai} = 201,06 \text{ mm}^2$ )

#### d) Penulangan Pelat Sesudah Komposit

Tebal pelat = 120 mm (sesudah komposit)

Tebal decking = 20 mm

$\phi$  tulangan = 10 mm

Tinggi efektif  $d = 120 - 20 - \frac{1}{2} \times 10 = 95 \text{ mm}$

$$M_u = 1/8 q_u L^2 = 1/8 \times 6,36 \times 3,15^2 = 9,794 \text{ kNm}$$

$$M_u = 9794000 \text{ Nmm}$$

Dipakai koefisien faktor reduksi :  $\phi = 0,9$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{9794000}{0,9 \times 1000 \times 95^2} = 1,206$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 1,206}{400}} \right) = 0,0031 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0031 > \rho_{\text{min}} = 0,00369$  dipakai  $\rho_{\text{perlu}}$  sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$A_{s\text{perlu}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,00369 \times 1000 \times 95 = 351,3 \text{ mm}^2$$

$$As_{1 \text{ tulangan}} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 0,25 \times \pi \times 10^2 = 78,50 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{As_{\text{perlu}}}{As_{1 \text{ tulangan}}} = 4,47 \approx 5 \text{ buah}$$

Dipakai 5 D10 ( $As = 392,50 \text{ mm}^2$ )

Kontrol penggunaan faktor reduksi

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{As \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{392,50 \times 400}{(0,85 \times 35 \times 1000)} = 5,277 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(35 - 28)}{7} = 0,80$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{5,277}{0,80} = 6,60$$

- Regangan Tarik

$$\epsilon_0 = 0,003 \text{ berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.3}$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_0 \times (dx - c)}{c} = \frac{0,003 \times (95 - 6,60)}{6,60} = 0,0040 > 0,005 \text{ ...OK}$$

terkontrol tarik, maka dipakai  $\phi = 0,9$

- Kekuatan lentur nominal reduksi

$$\phi Mn = \phi As \cdot f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi Mn = 0,9 \times 392,50 \times 400 \left( 95 - \frac{5,277}{2} \right) = 13050658 \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn = 13050658 \text{ Nmm} \geq Mu = 9793508 \text{ Nmm ...OK}$$

- Jarak tulangan yang diperlukan

$$S = \frac{1000 \cdot 0}{n - 1} = \frac{1000}{5 - 1} = 250 \text{ mm}$$

- Kontrol Spasi Tulangan

$S \geq 25 \text{ mm}$  (SNI 2847:2013 Pasal 7.6.2)

$S \leq (2h = 240 \text{ mm})$  (SNI 2847:2013 Pasal 13.3.2)

$S \leq (3h = 360 \text{ mm})$  atau 450 mm (SNI 2847:2013 Pasal 7.6.5)

Maka dipasang tulangan lentur D10-200

Penulangan pelat yang akan dipasang/dipakai adalah dipilih penulangan yang paling banyak dari keadaan-keadaan diatas ( keadaan sebelum komposit dan sesudah komposit ) yaitu diperlihatkan pada Tabel 4.2

**Tabel 4.2** Tulangan Terpasang pada Pelat Tipe HS1

Tipe Pelat	Tulangan Terpasang (mm <sup>2</sup> )	
	Tul. Pokok	Tul. Bagi
HS1 (3,15 x 1,3m)	D10-200 As = 471 mm <sup>2</sup>	Ø8-200 As = 201,062mm <sup>2</sup>

#### 4.2.1.3 Penulangan Stud Pelat Lantai

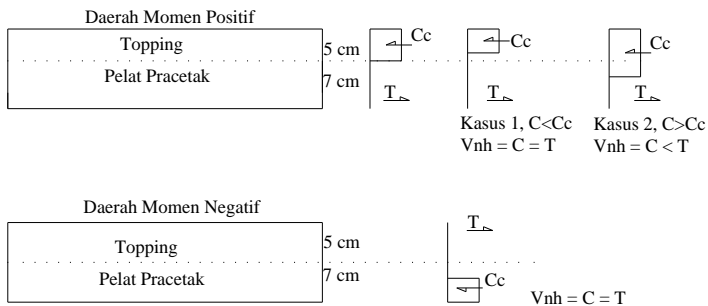
Pada perencanaan yang memakai elemen pracetak dan topping cor ditempat maka transfer gaya regangan horisontal yang terjadi harus dapat dipastikan mampu dipikul oleh seluruh penampang, baik oleh elemen pracetak maupun oleh topping cor ditempat. Untuk mengikat elemen pracetak dan elemen cor ditempat maka dipakai tulangan stud.

Stud ini berfungsi sebagai sengkang pengikat antar elemen sehingga mampu mentransfer gaya-gaya dalam yang bekerja pada penampang tekan menjadi gaya geser horisontal yang bekerja pada permukaan pertemuan antara kedua elemen komposit dalam memikul beban.

Dalam SNI disebutkan bahwa gaya geser horisontal bisa diperiksa dengan jalan menghitung perubahan aktual dari gaya tekan dan gaya tarik didalam sembarang segmen dan dengan menentukan bahwa gaya tersebut dipindahkan sebagai gaya geser horisontal elemen – elemen pendukung, diagram gaya geser horizontal penampang komposit diperlihatkan pada Gambar 4.4.

Gaya geser horisontal yang terjadi pada penampang komposit ada dua macam kasus :

- Kasus 1 : gaya tekan elemen komposit kurang dari gaya tekan elemen cor setempat
- Kasus 2 : gaya tekan elemen komposit lebih dari gaya tekan elemen cor setempat



**Gambar 4.4** Diagram Gaya Geser Horizontal Penampang Komposit

#### Perhitungan stud pelat type A

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 f_c' A_{\text{topping}} \\ &= 0,85 \times 35 \times 50 \times 1000 \\ &= 1487500 \text{ N} = 1487,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dipakai stud D10 mm

$$A_s = \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 = 78,540$$

$$\begin{aligned} V_{nh} &= C = T \\ &= A_s \times f_y \\ &= 78,540 \times 400 = 31415,93 \text{ N} = 31,42 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 0,55A_c &= 0,55 \times b_v \times d \\ &= 0,55 \times 1000 \times 95 \\ &= 52250 \text{ N} = 52,25 \text{ kN} > V_{nh} \end{aligned}$$

Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 17.5.3.1, Bila dipasang sengkang pengikat minimum sesuai dengan 17.6 dan bidang kontak nya bersih dan bebas dari serpihan tapi tidak

dikasarkan, maka kuat geser  $V_{nh}$  tidak boleh diambil lebih dari 0,55  $b_v.d$  dalam Newton. Pasal 17.6.1 berbunyi bahwa bila sengkang pengikat dipasang untuk menyalurkan geser horisontal, maka luas sengkang pengikat tidak boleh kurang luas daripada luas yang diperlukan oleh 11.4.6.3, dan spasi sengkang pengikat tidak boleh melebihi empat kali dimensi terkecil elemen yang didukung ataupun 600 mm.

SNI 2847:2013 Pasal 11.4.6.3 :

$$A_{v_{\min}} = \frac{0,35 \times b_w \times s}{f_{yt}} = \frac{0,35 \times 1000 \times 125}{400} = 109,375 \text{ mm}^2$$

Maka dipasang stud (*shear connector*) D10-250 mm (  $A_v = 314,16 \text{ mm}^2$  )

#### 4.2.1.4 Kontrol Lendutan dan Retak

Berdasarkan SNI 2847:2013 bila ketebalan plat yang digunakan melebihi batas minimum ketebalan plat, maka kontrol lendutan tidak perlu dilakukan. Kontrol lendutan ini dimaksudkan agar perencana mengetahui perilaku dari plat lantai ini.

##### Lendutan Pelat Type A

$$M_{DL} = \left( \frac{1}{8} \times 4,02 \times 3,15^2 \right) = 6,16 \text{ kNm}$$

$$M_{LL} = \left( \frac{1}{8} \times 1,92 \times 3,15^2 \right) = 2,94 \text{ kNm}$$

- Momen tak terfaktor maksimum yang terjadi pada elemen struktur pada saat lendutan dihitung

$$M_a = M_{DL} + M_{LL} = 6,16 + 2,94 = 9,10 \text{ kNm}$$

- Momen inersia bruto terhadap sumbu berat penampang tanpa memperhitungkan tulangan baja

$$I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{1000 \times 120^3}{12} = 14,4 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$f_r = 0,62 \sqrt{f'_c} = 0,62 \sqrt{35} = 3,67 \text{ Mpa}$$

- Momen retak

$$M_{cr} = \frac{2f_r I_g}{h} = \frac{2 \times 3,67 \times 14,4 \times 10^7}{120} = 8,81 \text{ kNm}$$

Karena  $M_a > M_{cr}$ , maka inersia yang digunakan adalah inersia penampang efektif ( $I_e$ ).

- Momen inersia retak penampang, dengan tulangan baja yang ditransformasikan ke penampang beton

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{35} = 27805,57 \text{ Mpa}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{27805,57} = 7,19$$

$$I_{cr} = \frac{bc^3}{3} + nA_s(d - c)$$

$c$  = tinggi sumbu netral dari tepi serat tertekan ke sumbu netral penampang transformasi, maka:

$$A_s = D10 (78,54)$$

$$\begin{aligned} \frac{bc^2}{2} + nA_sc - nA_sd &= 0 \\ \frac{1000c^2}{2} + 7,19 \times 78,54c - 7,19 \times 78,54 \times 95 &= 0 \end{aligned}$$

$$c = 9,81 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} I_{cr} &= \frac{1000 \times 9,81^3}{3} + 7,19 \times 78,54 (95 - 9,81)^2 \\ &= 4412437,799 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

- Momen Inersia Efektif

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr}$$

$$I_e = \left(\frac{8,81 \times 10^6}{9,10 \times 10^6}\right)^3 14,4 \times 10^7 + \left[1 - \left(\frac{8,81 \times 10^6}{9,10 \times 10^6}\right)^3\right] 4,41 \times 10^6$$

$$= 3,22 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

#### Defleksi Jangka Pendek

$$\Delta = \frac{5mal^2}{384E_c I_e} = \frac{5 \times 9,10 \times 10^6 \times 3500^2}{384 \times 27805,57 \times 3,22 \times 10^7} = 0,384 \text{ mm}$$

#### Defleksi Beban Mati

$$(\Delta_i)_{DL} = \frac{6,16 \times 10^6}{9,10 \times 10^6} \times 0,384 = 0,277 \text{ mm}$$

#### Defleksi Beban Hidup

$$(\Delta_i)_{LL} = \frac{2,94 \times 10^6}{9,10 \times 10^6} \times 0,384 = 0,129 \text{ mm}$$

#### Defleksi Jangka Panjang

Berdasarkan SNI 2847:2013 untuk durasi lebih dari 5 tahun digunakan  $\xi=2$

$$\lambda = 1. \xi = 1 \times 2 = 2$$

Lendutan yang terjadi ditentukan dengan rumus

$$\Delta_{LT} = (\Delta_i)_{LL} + \lambda [(\Delta_i)_{DL} + 0.5(\Delta_i)_{LL}]$$

$$= 0,129 + 2[0,277 + 0,5 \times 0,129] = 0,797 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Tabel 9.5(b) batasan lendutan untuk pelat lantai adalah  $l/240$ .

#### Lendutan Pelat A

$$\frac{l}{240} = \frac{3500}{240} = 14,58 \text{ mm}$$

$$\Delta_{LT} = 0,797 \text{ mm} \leq \frac{l}{240} = 14,58 \text{ mm} \dots \text{Ok}$$



- **Kontrol Retak**

$$s = 380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2,5C_c \leq 300 \left( \frac{280}{f_s} \right)$$

$$f_s = \frac{2}{3} f_y = \frac{2}{3} \times 400 = 266,67 \text{ Mpa}$$

$C_c$  = Jarak terkecil dari permukaan tulangan ke muka tarik

$$C_c = 20 \text{ mm}$$

$$s = 380 \left( \frac{280}{266,67} \right) - 2,5 \times 20 \leq 300 \times \left( \frac{280}{266,67} \right)$$

$$s = 349 \text{ mm} > 315 \text{ mm}$$

Maka, digunakan  $s = 315 \text{ mm}$

$$S_{\text{tul tipe A}} = 200 \text{ mm} \leq 315 \text{ mm} \dots \text{OK}$$

#### 4.2.1.5 Panjang Penyaluran Tulangan Pelat

Panjang penyaluran harus disediakan cukup untuk tulangan pelat sebelum dan sesudah komposit. Panjang penyaluran didasarkan pada SNI 2847:2013 :

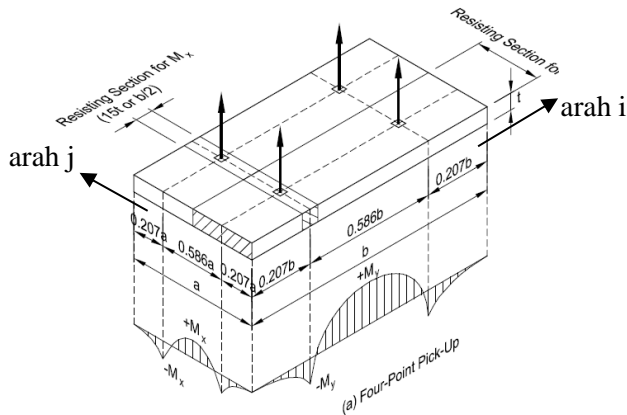
- $Idh > 8 \text{ db} = 8 \times 10 = 80 \text{ mm}$  (SNI 2847:2013 pasal 12.5.1)
- $Idh > 150 \text{ mm}$  (SNI 2847:2013 pasal 12.5.1)
- $Idh = \frac{0,24 \times \psi_e \times f_y}{\lambda \sqrt{f_c}} \times db = \frac{0,24 \times 1 \times 400}{1 \times \sqrt{35}} \times 10 = 162,27 \text{ mm}$

Maka dipakai panjang penyaluran 175 mm

#### 4.2.1.6 Perhitungan Tulangan Angkat

Dalam pemasangan pelat pracetak, pelat akan mengalami pengangkatan sehingga perlu direncanakan tulangan angkat untuk pelat yang diilustrasikan pada Gambar 4.5. Contoh perhitungan akan diambil pelat dengan dimensi 4 m x 1,6 m dengan delapan titik pengangkatan (*eight point pick up*).

- 1) Perhitungan Tulangan Angkat Pelat



**Gambar 4.5** Jarak Tulangan Empat Titik Angkat

*Sumber : PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete, Fourth Edition, 1992*

- Gaya akibat pengangkatan akan ditransformasikan kedua arah horizontal, yaitu arah i dan j.
- Tinggi kabel sling dari muka pelat direncanakan,  $h = 0,5$  m.
- Pada perhitungan beban ultimate ditambahkan koefisien kejut ( $k = 1,2$ ) pada saat pengangkatan.
- DL (Pelat A)  $= 0,07 \times 1,3 \times 3,15 \times 24 = 6,88$  kN
- beban pekerja adalah 1 kN

Dalam hal ini dianggap ada 2 orang pekerja yang ikut serta diatas pelat untuk mengatur dan mengarahkan posisi pelat, maka LL = 2 kN.

#### Tulangan Angkat Pelat A

$$\text{Beban Ultimate} = 1,2(1,2 \times (6,88) + 1,6 \times (2)) = 13,75 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya angkat (Tu) setiap tulangan} = \frac{13,75}{4} = 3,44 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ijin} = \frac{f_y}{1.5} = \frac{400}{1.5} = 266,67 \text{ Mpa}$$

Maka diameter tulangan angkat,

$$A_{s \text{ tul}} = \frac{T_u}{\sigma_{tarik \text{ ijin}}} = \frac{3440}{266,67} = 12,89 \text{ mm}^2$$

$$\phi = \sqrt{A_{s \text{ tul}} / \left(\frac{1}{4}\pi\right)} = \sqrt{12,88 / (1/4(\pi))} = 4,052 \text{ mm}$$

Dipakai diameter tulangan angkat  $\phi$  8 mm

### **Kontrol Tulangan Angkat**

$$f_{pelat} < f_{cr}$$

$f_{cr}$  untuk beton 3 hari adalah 2,4 Mpa

$$y_c = 0,5 \times 0,07 = 0,035 \text{ m}$$

Berdasarkan *PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete, Sixth Edition*, momen maksimum diperhitungkan

Berdasarkan gambar diatas :

- Arah i sama dengan arah y
- Arah j sama dengan arah x

$$w = (t_{pelat} \times 24) + \left( \frac{w_{pekerja}}{A_{pelat}} \right)$$

$$w = (0,07 \times 24) + \left( \frac{2}{1,3 \times 3,15} \right) = 2,168 \text{ kN/m}^2$$

$$M_x = 0,0107 \times w \times a^2 \times b$$

$$M_x = 0,0107 \times 1,98 \times 1,3^2 \times 3,15 = 0,124 \text{ kNm}$$

$$M_y = 0,0107 \times w \times a \times b^2$$

$$M_y = 0,0107 \times 1,98 \times 1,3 \times 3,15^2 = 0,299 \text{ kNm}$$

$$P = \left( \frac{13,75}{4} \right) = 3,44 \text{ kN}$$

-  $M_y$  ditahan oleh penampang selebar  $a/2 = 1300/2 = 650 \text{ mm}$

$$M_y = \left( \frac{P \times y_c}{tg \alpha_j} \right) = 0 \text{ kNm}$$

$$M_{tot} = 0,299 + 0 = 0,299 \text{ kNm}$$

$$S = \frac{1}{6} \times b \times h^2 = \frac{1}{6} \times 650 \times 70^2 = 530833,33 \text{ mm}^3$$

$$f_r = \frac{0,62 \times \sqrt{f'_c}}{SF} = \frac{0,62 \times \sqrt{35}}{1,5} = 2,45 \text{ Mpa}$$

$$f_t = f_b = \frac{M_{tot} \cdot F}{S} = \frac{0,299 \times 10^6 \times 1,2}{530833,33} = 0,677 \text{ Mpa}$$

$$f_t = 0,677 \text{ Mpa} < f_r = 2,45 \text{ Mpa} \dots \text{OK}$$

- Mx ditahan oleh penampang selebar 15xtebal = 1050 mm  
atau  $b/4 = 3150/4 = 787,5 \text{ mm}$   
Diambil terkecil = 787,5 mm

$$M_x = \left( \frac{P \times y_c}{tg \ i} \right) = 0 \text{ kNm}$$

$$M_{tot} = 0,124 + 0 = 0,124 \text{ kNm}$$

$$S = \frac{1}{6} \times b \times h^2 = \frac{1}{6} \times 787,5 \times 70^2 = 643125 \text{ mm}^3$$

$$f_r = \frac{0,62 \times \sqrt{f'_c}}{SF} = \frac{0,62 \times \sqrt{35}}{1,5} = 2,45 \text{ Mpa}$$

$$f_t = f_b = \frac{M_{tot} \cdot F}{S} = \frac{0,124 \times 10^6 \times 1,2}{643125} = 0,23 \text{ Mpa}$$

$$f_t = 0,23 \text{ Mpa} < f_r = 2,45 \text{ Mpa} \dots \text{OK}$$

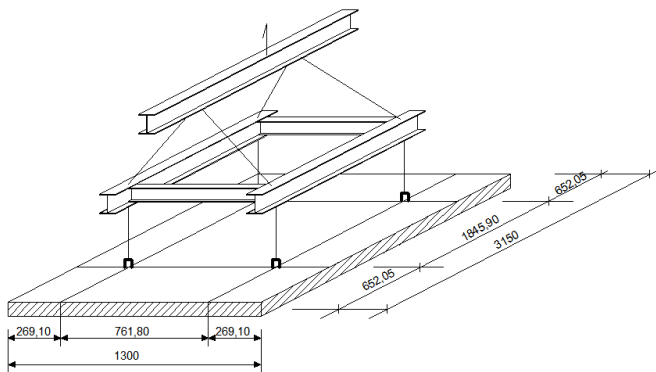
$$I_g = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} \times 1300 \times 70^3 = 37158333,33 \text{ mm}^4$$

$$M_{cr} = \frac{f'_r \times I_g}{Y_t} = \frac{2,45 \times 37158333,33}{35} = 260108,33 \text{ Nmm}$$

$$= 0,261 \text{ kgm}$$

$$M_x < M_{cr} \dots \text{OK}$$

Maka, pada pelat tipe A dapat dipakai empat titik angkat seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 4.6



TITIK PENGANGKATAN PELAT HS  
Skala 1: 50

Gambar 4.6 Titik Angkat Pelat Type HS2

4.2.1.7 Resume Perencanaan Pelat

Resume hasil perhitungan tulangan pelat lantai dan atap dapat dilihat pada tabel 4.3

Tabel 4.3 Resume Perencanaan Pelat Lantai 1 s/d Atap

Type Pelat	Dimesi (mm)		Tebal Pelat (mm)		Tulangan (mm)		Stud Pelat	Tul angkat
	Ly	Lx	Pracetak	Overtopping	Utama	Bagi		
HS1	1300	3150	70	50	D10-200	Ø8-250	D10-250	Ø8
HS2	1300	3150	70	50	D10-200	Ø8-250	D10-250	Ø8
HS3	1300	3150	70	50	D10-200	Ø8-250	D10-250	Ø8
HS4	1300	3150	70	50	D10-200	Ø8-250	D10-250	Ø8
HS5	1175	4100	70	50	D10-100	Ø8-250	D10-250	Ø8
HS6	1175	4100	70	50	D10-100	Ø8-250	D10-250	Ø8
HS7	1350	3150	70	50	D10-200	Ø8-250	D10-250	Ø8
HS8	1350	3150	70	50	D10-200	Ø8-250	D10-250	Ø8
HS9	1350	3150	70	50	D10-200	Ø8-250	D10-250	Ø8
HS10	1350	3150	70	50	D10-200	Ø8-250	D10-250	Ø8
HS11	1350	3150	70	50	D10-200	Ø8-250	D10-250	Ø8
HS12	4100	1600	70	50	D10-100	Ø8-250	D10-250	Ø8
HS13	3150	1100	70	50	D10-200	Ø8-250	D10-250	Ø8
HS14	3150	1300	70	50	D10-200	Ø8-250	D10-250	Ø8
HS15	3150	1100	70	50	D10-200	Ø8-250	D10-250	Ø8
HS16	3150	1300	70	50	D10-200	Ø8-250	D10-250	Ø8

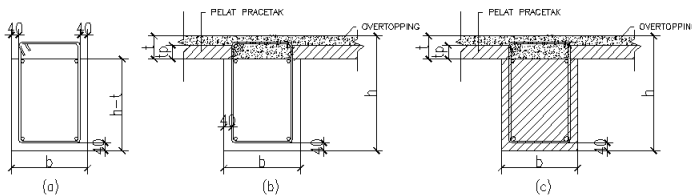
### 4.2.2 Perencanaan Balok Anak Pracetak

Pada perencanaan balok anak, beban yang diterima oleh balok anak berupa beban persegi biasa. Itu dikarenakan pelat pracetak hanya menumpu dua titik tumpu, titik tumpu pertama ada dibalok induk serta titik tumpu yang kedua berada di balok anak.

#### 4.2.2.1 Data Perencanaan Balok Anak Pracetak

- Dimensi balok anak :  $300 \times 500$  mm
- Mutu beton ( $f_c'$ ) : 35 MPa
- Mutu baja ( $f_y$ ) : 400 MPa
- Tulangan lentur : Direncanakan D16
- Tulangan sengkang : Direncanakan D10

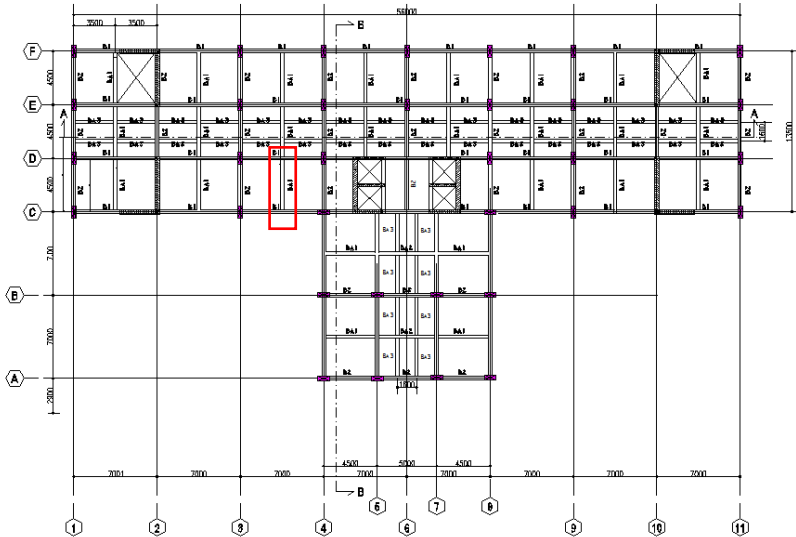
Dalam perencanaan balok anak pracetak, penulangan dikontrol terhadap tiga kondisi yaitu, penulangan sebelum komposit sebelum *overtopping*, saat *overtopping*, dan sesudah komposit seperti Gambar 4.7.



**Gambar 4.7** (a) Dimensi balok anak sebelum komposit, (b) Dimensi balok anak saat *overtopping*, (c) Dimensi balok anak saat komposit.

#### 4.2.2.2 Pembebanan Balok Anak Pracetak

Terdapat dua struktur plat lantai yang membebani balok sekunder BA1 seperti yang ditunjukkan pada Gambar 4.8. Distribusi beban pada plat lantai bertipe tributary maka untuk mendapatkan beban merata digunakan perumusan  $q_{ekv}$  (1 trapesium). Beban merata ini dipakai pada saat kondisi pelat sudah komposit.



**Gambar 4.8** Denah Pembebanan Balok Sekunder BA1

$$q_{ekv} = 2 \times \frac{1}{2} q L_x \left[ 1 - \frac{L_x^2}{3 L_y^2} \right]$$

$$L_x = 3500 - \left( \frac{400}{2} + \frac{400}{2} \right) = 3100 \text{ mm}$$

$$L_y = 4500 - \left( \frac{400}{2} + \frac{400}{2} \right) = 4100 \text{ mm}$$

*Pembebanan Sebelum Komposit (Sebelum Overtopping)*

Beban Mati

$$\text{Berat Sendiri Blk} = 0,3 \times 0,38 \times 24 = 2,74 \text{ kN/m}$$

$$\text{Beban Mati Pelat} = 2 \times \frac{1}{2} \times 0,07 \times 3,5 \times 24 = 5,88 \text{ kN/m} +$$

$$Q_{DLtot} = 2,74 + 5,88 = 8,62 \text{ kN/m}$$

Beban Hidup

$$Q_{LL} = \text{Beban hidup pekerja} = 2 \text{ kN/m}$$

Kombinasi Pembebanan

$$q_u = 1,4D_L = 1,4 \times 8,62 = 12,07 \text{ kN/m}$$

$$q_u = 1,2D_L + 1,6L_L = 1,2 \times 12,07 + 1,6 \times 2 = 13,54 \text{ kN/m}$$

*Pembebanan Sebelum Komposit (Saat Overtopping)*Beban Mati

$$\text{Berat Sendiri Blk} = 0,3 \times 0,38 \times 24 = 2,74 \text{ kN/m}$$

$$\text{Beban Mati Pelat} = 2 \times \frac{1}{2} \times 0,12 \times 3,5 \times 24 = 10,1 \text{ kN/m} +$$

$$Q_{DLtot} = 2,74 + 11,52 = 12,82 \text{ kN/m}$$

Beban Hidup

$$Q_{LL} = \text{Beban hidup pekerja} = 2 \text{ kN/m}$$

Kombinasi Pembebanan

$$q_u = 1,4D_L = 1,4 \times 12,82 = 17,94 \text{ kN/m}$$

$$q_u = 1,2D_L + 1,6L_L = 1,2 \times (12,82) + 1,6 \times 2 = 18,58 \text{ kN/m}$$

*Pembebanan Sesudah Komposit*Beban Mati

$$\text{Berat Sendiri} = 0,3 \times 0,5 \times 24 = 3,6 \text{ kN/m}$$

$$q_{ekv} = 2 \times \frac{1}{2} \times 4,02 \times 3,10 \left[ 1 - \frac{3,10^2}{3 \times 4,1^2} \right] = 10,09 \text{ kN/m} +$$

$$13,69 \text{ kN/m}$$

Beban Hidup

$$\text{Beban Hidup } (L_o) = 1,92 \text{ kN/m}^2 \text{ (SNI 1727:2013 Tabel 4-1)}$$

$$K_{LL} = 1 \text{ (SNI 1727:2013 Tabel 4-2)}$$

$$A_T = 3,5 \times 4,5 = 15,75 \text{ m}^2$$

$$K_{LL} A_T = 1 \times 15,75 = 15,75 \text{ m}^2$$

Maka,  $20,16 \text{ m}^2 \leq 37,16 \text{ m}^2$  (Beban Hidup tidak boleh direduksi)

Maka, Beban hidup lantai =  $1,92 \text{ kN/m}^2$

$$q_{ekv} = 2 \times \frac{1}{2} \times 1,92 \times 3,10 \left[ 1 - \frac{3,1^2}{3 \times 4,1^2} \right] = 4,82 \text{ kN/m}$$

Kombinasi Pembebanan

$$q_u = 1,4D_L = 1,4 \times 13,69 = 19,17 \text{ kN/m}$$

$$q_u = 1,2D_L + 1,6L_L = 1,2 \times 13,69 + 1,6 \times 4,82 = 24,14 \text{ kN/m}$$



#### 4.2.2.3 Perhitungan Momen dan Gaya Geser

Perhitungan momen dan gaya lintang sesuai dengan ikhtisar momen – momen dan gaya melintang dari SNI 2847:2013 pasal 8.3.3.

##### Momen dan Geser sebelum komposit (Sebelum Overtopping)

$$M = \left( \frac{1}{8} \times q \times L^2 \right) = \left( \frac{1}{8} \times 13,54 \times 4,5^2 \right) = 34,27 \text{ kNm}$$

$$V = \frac{1}{2} \times q \times L = \frac{1}{2} \times 13,54 \times 4,5 = 30,47 \text{ kN}$$

##### Momen dan Geser saat overtopping

$$M = \left( \frac{1}{8} \times q \times L^2 \right) = \left( \frac{1}{8} \times 18,58 \times 4,5^2 \right) = 47 \text{ kNm}$$

$$V = \frac{1}{2} \times q \times L = \frac{1}{2} \times 18,58 \times 4,5 = 41,8 \text{ kN}$$

##### Momen dan Geser sesudah komposit

$$M = \left( \frac{1}{8} \times q \times L^2 \right) = \left( \frac{1}{8} \times 24,14 \times 4,5^2 \right) = 61,11 \text{ kNm}$$

$$V = \frac{1}{2} \times q \times L = \frac{1}{2} \times 24,14 \times 4,5 = 54,32 \text{ kN}$$

#### 4.2.2.4 Perhitungan Tulangan Lentur

Dimensi balok anak	= 30/50
Tebal selimut beton	= 40 mm
Diameter tulangan utama	= 16 mm
Diameter tulangan sengkang	= 10 mm
Mutu beton ( $f'_c$ )	= 35 MPa
Mutu baja ( $f_y$ )	= 400 MPa

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$\rho_{min} = \frac{0,25 \sqrt{f'_c}}{f_y} \geq \frac{1,4}{f_y}$$

$$= \frac{0,25\sqrt{35}}{400} = 0,00369 > \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 35 \times 0,8}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0.036$$

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.75 \times 0.036 = 0.027$$

Perhitungan Tulangan Sebelum Komposit (Sebelum Overtopping)  
Tulangan Lapangan

$$M_u = 34,30 \text{ kNm}$$

$$d = h - \text{selimut beton} - \text{tul. geser} - \frac{\text{tul. lentur}}{2}$$

$$d = 380 - 40 - 10 - \frac{16}{2} = 322 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{34,30 \times 10^6}{0.9 \times 400 \times 322^2} = 1,22 \text{ Nmm}$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{13,45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 1,22}{400}} \right) = 0,0031$$

$$\rho_{min} > \rho_{perlu}$$

Maka, dipakai  $\rho_{min} = 0,00369$

$$As_{perlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0,00369 \times 400 \times 322 = 357 \text{ mm}^2$$

$$As_{1 \text{ tulangan}} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 0,25 \times \pi \times 16^2 = 201,10 \text{ mm}^2$$

$$n_{tulangan} = \frac{As_{perlu}}{As_{1 \text{ tulangan}}} = 1,78 \approx 2$$

$$S = \frac{b_w - 2t_{selimut} - 2\phi_{sengkang} - n\phi_{tul.utama}}{\frac{n-1}{2}}$$

$$S = \frac{400 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 2 \times 16}{2 - 1} = 168 \text{ mm}$$

Dipakai 2D16 ( $As = 401,90 \text{ mm}^2$ )

$$a = \frac{As \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{401,90 \times 400}{0,85 \times 35 \times 400} = 18,01 \text{ mm}$$

$$\phi Mn = \phi As \cdot f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi Mn = 0,9 \times 401,90 \times 400 \left( 322 - \frac{18,01}{2} \right) = 45287389 \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn = 45287389 \text{ Nmm} \geq Mu = 34271100 \text{ Nmm (OK)}$$

Maka, dipakai tulangan 2D16

### Kontrol Retak

$$s = 380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2,5C_c \leq 300 \left( \frac{280}{f_s} \right)$$

$$f_s = \frac{2}{3} f_y = \frac{2}{3} \times 400 = 266,67 \text{ Mpa}$$

$C_c$  = Jarak terkecil dari permukaan tulangan ke muka tarik

$$C_c = 40 \text{ mm}$$

$$s = 380 \left( \frac{280}{266,67} \right) - 2,5 \times 40 \leq 300 \times \left( \frac{280}{266,67} \right)$$

$$s = 299 \text{ mm} \leq 315 \text{ mm}$$

Maka, digunakan  $s = 299 \text{ mm}$

$$S_{tul} = 168 \text{ mm} \leq 299 \text{ mm} \dots (\text{OK})$$

Karena serat atas tidak mengalami tarik, tulangan negatif digunakan tulangan praktis minimum sehingga luasan yang diperlukan,

$$\begin{aligned} A_s' &= 0,5 \times A_s \\ &= 0,5 \times 401,9 \\ &= 201,0 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan tekan 2D16 mm ( 401,9 mm<sup>2</sup> )

### Perhitungan Tulangan Saat Overtopping

$$M_u = 47.03 \text{ kNm}$$

$$d = h - \text{selimut beton} - \text{tul. geser} - \frac{\text{tul. lentur}}{2}$$

$$d = 380 - 40 - 10 - \frac{16}{2} = 322 \text{ mm}$$

$$Rn = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{47.03 \times 10^6}{0.9 \times 300 \times 322^2} = 1,68 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times f'c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{fy}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{13,45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 1,68}{400}} \right) = 0,0043$$

$$\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{perlu}$$

Maka, dipakai  $\rho_{perlu} = 0,0043$

$$A_{s_{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0043 \times 300 \times 322 = 417,85 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1 \text{ tulangan}} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 0.25 \times \pi \times 16^2 = 201,14 \text{ mm}^2$$

$$n_{tulangan} = \frac{A_{s_{perlu}}}{A_{s1 \text{ tulangan}}} = 2,08 \approx 3$$

$$S = \frac{b_w - 2t_{selimut} - 2\phi_{senggang} - n\phi_{tul.utama}}{n - 1}$$

$$S = \frac{300 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 3 \times 16}{3 - 1} = 76,00 \text{ mm}$$

Dipakai 3D16 ( $A_s = 603,40 \text{ mm}^2$ )

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{603,40 \times 400}{0,85 \times 35 \times 300} = 27,04 \text{ mm}$$

$$\phi Mn = \phi A_s \cdot f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi Mn = 0.9 \times 603,40 \times 400 \left( 322 - \frac{27,04}{2} \right) = 67011952,6 \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn = 67011952,6 \text{ Nmm} \geq Mu = 47028600 \text{ Nmm (OK)}$$

Maka, dipakai tulangan Tarik 3D16

#### Kontrol Retak

$$s = 380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2.5 C_c \leq 300 \left( \frac{280}{f_s} \right)$$

$$f_s = \frac{2}{3} f_y = \frac{2}{3} \times 400 = 266,67 \text{ Mpa}$$

$C_c$  = Jarak terkecil dari permukaan tulangan ke muka tarik

$$C_c = 40 \text{ mm}$$

$$s = 480 \left( \frac{280}{266,67} \right) - 2.5 \times 40 \leq 300 \times \left( \frac{280}{266,67} \right)$$

$$s = 349 \text{ mm} \leq 315 \text{ mm}$$

Maka, digunakan  $s = 315 \text{ mm}$

$$S_{tul} = 76 \text{ mm} \leq 315 \text{ mm} \dots (\text{OK}).$$

Karena serat atas tidak mengalami tarik, tulangan negatif digunakan tulangan praktis minimum sehingga luasan yang diperlukan,

$$\begin{aligned} A_s' &= 0,5 \times A_s \\ &= 0,5 \times 603,43 \\ &= 301,72 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan tekan 2D16  $\text{mm} = 402,28 \text{ mm}^2$

Perhitungan Tulangan Setelah Komposit

Tulangan Lapangan

$$M_u = 61,087 \text{ kNm}$$

$$d = h - \text{selimut beton} - \text{tul. geser} - \frac{\text{tul. lentur}}{2}$$

$$d = 500 - 40 - 10 - \frac{16}{2} = 442 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{61,087 \times 10^6}{0,9 \times 300 \times 442^2} = 1,16 \text{ Nmm}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{13,45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 1,16}{400}} \right) = 0,0030$$

$$\rho_{\min} \geq \rho_{\text{perlu}}$$

Maka, dipakai  $\rho_{\min} = 0,00369$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,00369 \times 300 \times 442 = 490,30$$

$$A_{s_1 \text{ tulangan}} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 0,25 \times \pi \times 16^2 = 201,14 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{s_1 \text{ tulangan}}} = 2,43 \approx 3$$

$$S = \frac{b_w - 2t_{\text{selimut}} - 2\phi_{\text{sengkang}} - n\phi_{\text{tul.utama}}}{n - 1}$$

$$S = \frac{300 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 3 \times 16}{3 - 1} = 76,00 \text{ mm}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{603,42 \times 400}{0,85 \times 35 \times 300} = 27,04 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi A_s \cdot f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 603,42 \times 400 \left( 442 - \frac{27,04}{2} \right) = 93080066,90 \text{ Nmm}$$

$$\phi M_n = 93080066,90 \text{ Nmm} \geq M_u = 61086960 \text{ Nmm (OK)}$$

Digunakan tulangan tarik 3D16 mm = 603,42 mm<sup>2</sup>

**Kontrol Retak**

$$f_s = \frac{2}{3} f_y = \frac{2}{3} \times 400 = 266,67 \text{ Mpa}$$

$C_c$  = Jarak terkecil dari permukaan tulangan ke muka tarik

$$C_c = 40 \text{ mm}$$

$$s = 480 \left( \frac{280}{266,67} \right) - 2,5 \times 40 \leq 300 \times \left( \frac{280}{266,67} \right)$$

$$s = 349 \text{ mm} \leq 315 \text{ mm}$$

Maka, digunakan  $s = 315 \text{ mm}$

$$S_{tul} = 76,00 \text{ mm} \leq 315 \text{ mm} \dots (\text{OK}).$$

Karena serat atas tidak mengalami tarik, tulangan negatif digunakan tulangan praktis minimum sehingga luasan yang diperlukan,

$$\begin{aligned} A_s &= 0,5 \times A_s \\ &= 0,5 \times 603,42 \\ &= 301,71 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan tekan 2D16 mm ( $A_s = 402,28 \text{ mm}^2$ )

**4.2.2.5 Perhitungan Tulangan Geser**

Dipakai tulangan diameter 10 mm

**Perhitungan Tulangan Geser Sebelum Komposit**

$$V_u = 30,46 \text{ kN}$$

Berdasarkan (SNI 2847:2013, Ps 11.2.1.1) kemampuan beton untuk menahan gaya geser ditentukan dengan perumusan berikut:

$$V_c = 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_c = 0,17 \times 1,0 \times \sqrt{35} \times 300 \times 322 = 97153,86 \text{ N} = 97,15 \text{ kN}$$

**Jarak Antar Tulangan Geser**

$$s = \frac{A_v \phi f_{yt} d}{V_u - \phi V_c} = \frac{157,14 \times 0,75 \times 400 \times 322}{(30,46 - 0,75 \times 97,15) \times 10^3} = -179,00 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Ps 11.4.5 jarak tulangan geser maksimum untuk struktur yang tidak direncanakan untuk menahan beban gempa harus tidak lebih dari :

$$\frac{d}{2} = \frac{322}{2} = 161 \text{ mm}$$

➤ Maka digunakan  $s = 150 \text{ mm}$

$$V_u = 30,46 \text{ kN} \leq 0.5\phi V_c = 48,58 \text{ kN}$$

$$A_{v \min} = \frac{0,35b_w S}{f_{yt}} = \frac{0,35 \times 300 \times 150}{400} = 140 \text{ mm}^2$$

➔ Dipasang sengkang 2 kaki

$$A_{v \text{ pasang}} = 157,14 \text{ mm}^2 \geq A_{v \min} = 70 \text{ mm}^2$$

(Ok, Memenuhi)

Maka, dipasang sengkang daerah tumpuan  $\emptyset 10-150 \text{ mm}$   
sepanjang  $2h = 2 \times 500 = 1000 \text{ mm}$

Dipasang sengkang daerah lapangan  $\emptyset 10-150 \text{ mm}$

#### Perhitungan Tulangan Geser Saat Overtopping

$$V_u = 41,80 \text{ kN}$$

Berdasarkan (SNI 2847:2013 Ps 11.2.1.1) kemampuan beton untuk menahan gaya geser ditentukan dengan perumusan berikut:

$$V_c = 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_c = 0,17 \times 1,0 \times \sqrt{35} \times 300 \times 322 = 97153,86 \text{ N} = 97,15 \text{ kN}$$

#### Jarak Antar Tulangan Geser

$$s = \frac{A_v \phi f_{yt} d}{V_u - \phi V_c} = \frac{157,08 \times 0,75 \times 300 \times 322}{(41,80 - 0,75 \times 97,15) \times 10^3} = -488,70 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI-2847-2013 Ps 11.4.5 jarak tulangan geser maksimum untuk struktur yang tidak direncanakan untuk menahan beban gempa harus tidak lebih dari :

$$\frac{d}{2} = \frac{322}{2} = 161 \text{ mm}$$

➤ Maka digunakan  $s = 150 \text{ mm}$



Berdasarkan SNI 2847:2013 Ps 11.4.6 bila  $V_u \geq 0.5\phi V_c$  maka luas minimum sengkang harus dipenuhi. Sebagaimana ditunjukkan dengan penyelesaian dibawah ini.

$$V_u = 41,803 \geq 0.5\phi V_c = 48,58$$

$$A_{v \min} = \frac{0,35b_w S}{f_{yt}} = \frac{0,35 \times 300 \times 150}{400} = 140 \text{ mm}^2$$

➔ Dipasang sengkang 2 kaki

$$A_{v \text{ pasang}} = 157,14 \text{ mm}^2 \geq A_{v \min} = 70 \text{ mm}^2$$

(Ok, Memenuhi)

Gaya geser perlawanan sengkang

$$\phi V_s = \frac{\phi A_v f_{yt} d}{s} = \frac{0,75 \times 157,14 \times 400 \times 322}{150} = 101200 \text{ N}$$

$$= 101,20 \text{ kN}$$

$$\phi(V_s + V_c) = 101,20 + 0,75 \times 48,58 = 174,07 \text{ kN}$$

$$\phi(V_s + V_c) = 174,07 \text{ kN} \geq V_u = 41,80 \text{ kN} \text{ (Ok, Memenuhi)}$$

Dipasang sengkang daerah tumpuan D10–150 mm sepanjang  
 $2h = 2 \times 500 = 1000 \text{ mm}$

Dipasang sengkang daerah lapangan D10–150 mm

Perhitungan Tulangan Geser Setelah Komposit

$$V_u = 54,30 \text{ kN}$$

Berdasarkan (SNI 2847:2013, Ps 11.2.1.1) kemampuan beton untuk menahan gaya geser ditentukan dengan perumusan berikut:

$$V_c = 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_c = 0,17 \times 1,0 \times \sqrt{35} \times 300 \times 442 = 133360,27 \text{ N} = 133,36 \text{ kN}$$

Jarak Antar Tulangan Geser

$$s = \frac{A_v \phi f_{yt} d}{V_u - \phi V_c} = \frac{157,14 \times 0,75 \times 400 \times 442}{(54,30 - 0,75 \times 133,36) \times 10^3} = -455,7 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI-2847-2013 Ps 11.4.5 jarak tulangan geser maksimum untuk struktur yang tidak direncanakan untuk menahan beban gempa harus tidak lebih dari :

$$\frac{d}{2} = \frac{442}{2} = 221 \text{ mm}$$

➤ Maka digunakan  $s = 200 \text{ mm}$

Berdasarkan SNI-2847-2013 Ps 11.4.6 bila  $V_u \geq 0.5\phi V_c$  maka luas minimum sengkang harus dipenuhi. Sebagaimana ditunjukkan dengan penyelesaian dibawah ini.

$$V_u = 54,30 \geq 0.5\phi V_c = 66,68$$

$$A_{v \min} = \frac{0,35b_w S}{f_{yt}} = \frac{0,35 \times 300 \times 200}{400} = 140 \text{ mm}^2$$

➔ Dipasang sengkang 2 kaki

$$A_{v \text{ pasang}} = 157,14 \text{ mm}^2 \geq A_{v \min} = 140 \text{ mm}^2$$

(Ok, Memenuhi)

Gaya geser perlawanan sengkang

$$\phi V_s = \frac{\phi A_v f_{yt} d}{s} = \frac{0,75 \times 157,14 \times 400 \times 442}{200} = 138914,29 \text{ N}$$

$$= 138,91 \text{ kN}$$

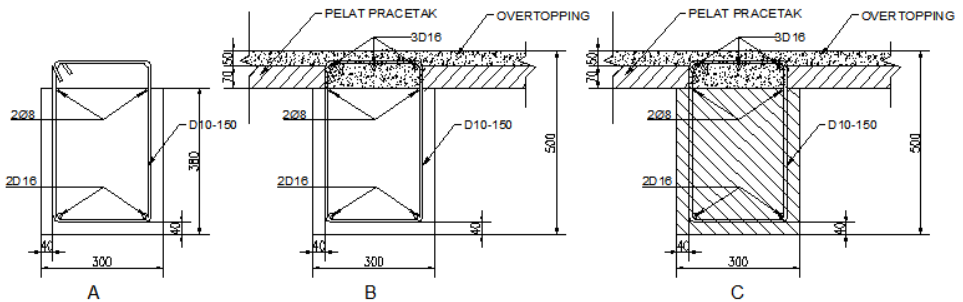
$$\phi(V_s + V_c) = 138,91 + 0,75 \times 133,36 = 238,93 \text{ kN}$$

$$\phi(V_s + V_c) = 238,93 \text{ kN} \geq V_u = 54,30 \text{ kN} \quad (\text{Ok, Memenuhi})$$

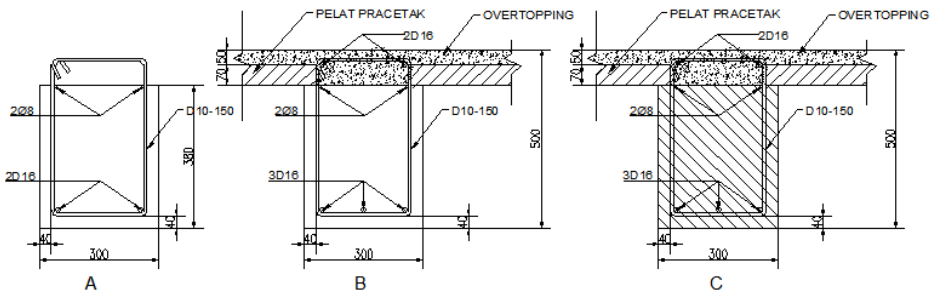
Dipasang sengkang daerah tumpuan D10–200 mm sepanjang  $2h = 2 \times 500 = 1000 \text{ mm}$

Dipasang sengkang daerah lapangan D10–200 mm

Dari 3 perhitungan tersebut dipakai jarak sengkang yang paling kritis, yaitu dipakai D10-150mm sepanjang 2h dan lapangan. Pada Gamabr 4.9 dan 4.10 di tunjukkan Gambar penampang balok anak.



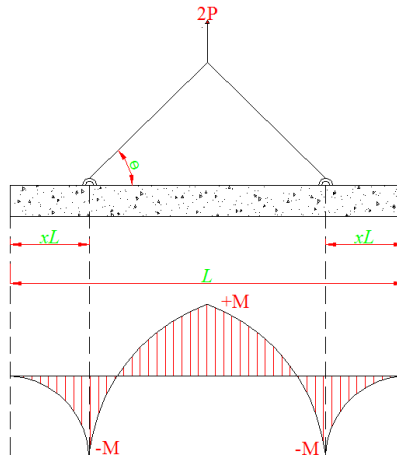
**Gambar 4.9** Penulangan daerah tumpuan: (a) Tulangan balok anak sebelum komposit, (b) Tulangan balok anak saat overtopping dan (c) saat komposit.



**Gambar 4.10** Penulangan daerah lapangan: (a) Tulangan balok anak sebelum komposit, (b) Tulangan balok anak saat overtopping dan (c) saat komposit.

#### 4.2.2.6 Pengangkatan balok Anak

Balok anak dibuat secara pracetak di pabrik. Elemen balok harus dirancang untuk menghindari kerusakan pada waktu proses pengangkatan. Titik pengangkatan dan kekuatan tulangan angkat harus menjamin keamanan elemen balok tersebut dari kerusakan. Seperti yang terlihat pada Gambar 4.11



**Gambar 4.11** Momen Saat Pengangkatan Balok Anak

Dimana :

$$+M = \frac{WL^2}{8} \left( 1 - 4X + \frac{4Y_c}{L x \operatorname{tg} \theta} \right)$$

$$-M = \frac{WX^2L^2}{2}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4Y_c}{L x \operatorname{tg} \theta}}{2 \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{Yt}{Yb} \left( 1 + \frac{4Y_c}{L x \operatorname{tg} \theta} \right)} \right)}$$

Kondisi Sebelum Komposit

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h = 50 - 12 = 38 \text{ cm}$$

$$L = 410 \text{ cm}$$

Perhitungan :

$$Y_t = Y_b = \frac{38}{2} = 19 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{12} \times 30 \times 38^3 = 137180 \text{ cm}^4$$

$$Y_c = Y_t + 3'' \rightarrow 3'' = 7,62 \text{ cm}$$

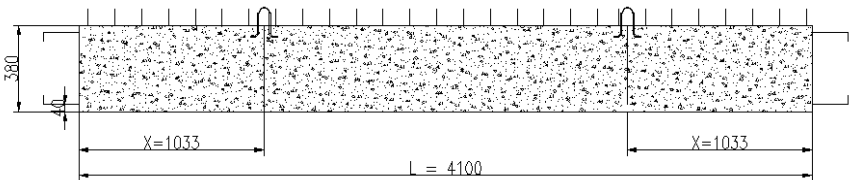
$$Y_c = 19 + 7,62 = 26,62 \text{ cm}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4 \times 26,62}{410 \times \tan 45^\circ}}{2 \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{19}{19} \left( 1 + \frac{4 \times 26,62}{410 \times \tan 45^\circ} \right)} \right)} = 0,252$$

$$X \times L = 0,252 \times 410 = 103,32 \text{ cm} = 1,03 \text{ m}$$

$$L - 2(X \times L) = 4,1 - 2(1,03) = 2,04 \text{ m}$$

Pengangkatan balok anak diilustrasikan seperti Gambar 4.12



**Gambar 4.12** Letak Titik Pengangkatan

**a. Pembebanan**

$$\text{Balok } (0,30 \times 0,38 \times 4,1 \times 24) = 11,22 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} T \sin \phi = P &= \frac{1,2 \times k \times W}{2} \\ &= \frac{1,2 \times 1,2 \times 11,22}{2} \\ &= 8,08 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$T = \frac{8,08}{\sin 45^\circ} = 11,42 \text{ kN}$$

### b. Tulangan Angkat Balok Anak

$$P_u = 11,42 \text{ kN}$$

Menurut PPBBI pasal 2.2.2. tegangan ijin tarik dasar baja bertulang mutu  $f_y = 400 \text{ Mpa}$  adalah  $f_y/1,5$

$$\sigma_{\text{tarik ijin}} = 400/1,5 = 266,67 \text{ N/mm}^2 = 260000 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{P_u}{\sigma_{\text{ijin}} \times \pi}}$$

$$\phi_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{11420}{266,67 \times \pi}}$$

$$\phi_{\text{tulangan angkat}} \geq 3,69 \text{ mm}$$

Digunakan Tulangan  $\phi 10 \text{ mm}$

### c. Momen yang Terjadi

#### • Pembebanan

$$\text{Balok } (0,30 \times 0,38 \times 24) = 2,74 \text{ kN/m}$$

Dalam upaya untuk mengatasi beban kejut akibat pengangkatan, momen pengangkatan dikalikan dengan faktor akibat pengangkatan sebesar 1,2 sebagai berikut :

#### • Momen lapangan

$$+M = \frac{WL^2}{8} \left( 1 - 4X + \frac{4Y_c}{L \times \tan \theta} \right)$$

$$+M = \left( \frac{2,74 \times 4,1^2}{8} \left( 1 - 4 \times 0,252 + \frac{4 \times 0,262}{4,1 \times \tan 45} \right) \right) \times 1,2$$

$$= 1,71 \text{ kNm}$$

Tegangan yang terjadi

$$f = \frac{M}{W_t} = \frac{1,71 \times 10^6}{\frac{1}{6} \times 300 \times 380^2}$$

$$= 0,24 \text{ MPa} \leq f_r = 0,62 \sqrt{f_c'} = 3,668 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

- Momen tumpuan

$$-M = \frac{WX^2L^2}{2}$$

$$-M = \left( \frac{2,74 \times 0,252^2 \times 4,1^2}{2} \right) \times 1,2 = 1,75 \text{ kNm}$$

Tegangan yang terjadi

$$f = \frac{M}{Wt} = \frac{1,75 \times 10^6}{\frac{1}{6} \times 300 \times 380^2}$$

$$= 0,24 \text{ MPa} \leq f_r = 0,62 \sqrt{f_c'} = 3,668 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

Dari perhitungan momen diatas, didapatkan nilai  $f'$  akibat momen positif dan negatif berada dibawah nilai  $f'_{r_{ijin}}$  usia beton 3 hari. Jadi dapat ditarik kesimpulan, balok anak tersebut aman dalam menerima tegangan akibat pengangkatan.

### 4.2.3 Perencanaan Tangga

#### 4.2.3.1 Data perencanaan

##### A. Lantai 1

Data perencanaan yang diperlukan untuk merencanakan konstruksi tangga adalah sebagai berikut :

- Mutu beton ( $f_c'$ ) = 35 Mpa
- Mutu baja ( $f_y$ ) = 400 Mpa
- Tinggi antar lantai = 300 cm
- Panjang bordes = 300 cm
- Lebar bordes = 150 cm
- Lebar tangga = 300 cm
- Tebal pelat tangga (tp) = 15 cm
- Tebal pelat bordes = 15 cm
- Tinggi injakan ( t ) = 15 cm
- Lebar injakan ( i ) = 30 cm
- Jumlah tanjakan ( $n_T$ ) =  $\frac{\text{Tinggi lantai}}{t} = 20 \text{ buah}$

- Jumlah injakan ( $n_i$ )  $= n_T - 1 = 19$  buah
- Jumlah tanjakan ke bordes  $= 10$  buah
- Jumlah tanjakan dari bordes ke lantai 2  $= 10$  buah
- Elevasi bordes  $= 150$  cm
- Panjang horizontal plat tangga  $= i \times \text{jumlah tanjakan bordes}$   
 $= 30 \times 10 = 300$  cm
- Kemiringan tangga ( $\alpha$ )  

$$\text{arc tan } \alpha = \frac{\text{elevasi bordes}}{\text{panjang horisontal plat tangga}} = \frac{150}{300} = 0,5$$

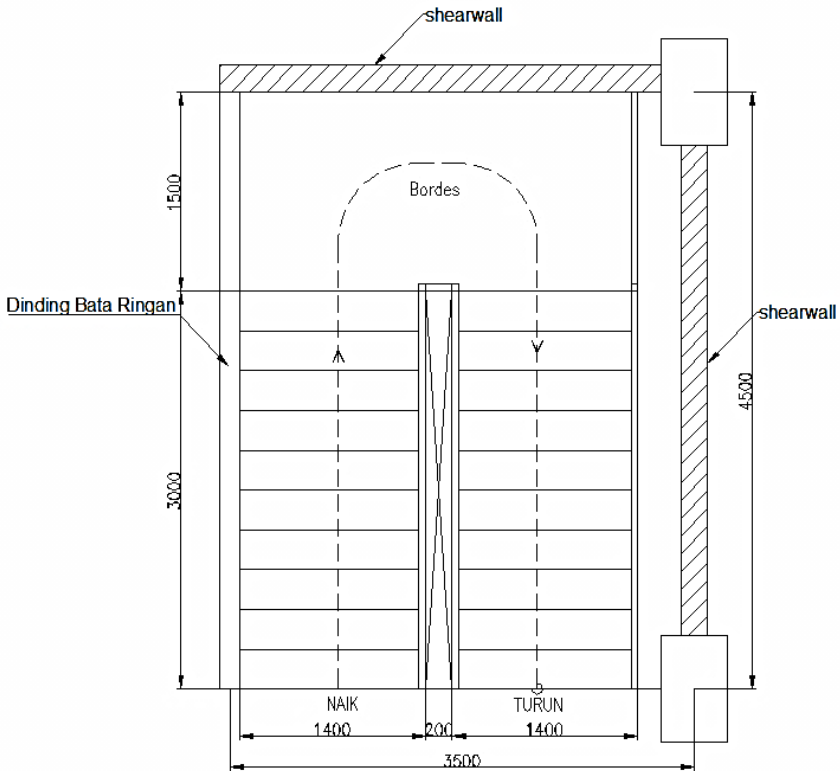
Jadi,  $\alpha = 26,57^\circ$

Cek syarat :

- $60 \leq (2t + i) \leq 65$   
 $60 \leq (2 \times 15 + 30) \leq 65$   
 $60 \leq 60 \leq 65 \dots \dots \dots (\text{OK})$
- $25 \leq \alpha \leq 40$   
 $25 \leq 26,57^\circ \leq 40 \dots (\text{OK})$
- Tebal plat rata-rata anak tangga  $= (i/2) \sin \alpha$   
 $= (30/2) \sin 26,57^\circ$   
 $= 6,71$  cm
- Tebal plat rata-rata  $= t_p + t_r = 15 + 6,71$   
 $= 21,71$  cm  $\approx 22$  cm

Gambar denah rencana tangga dapat dilihat pada gambar 4.13.





**Gambar 4.13** Denah Perencanaan Tangga

#### 4.2.3.2 Perhitungan Pembebanan

##### a. Pembebanan Tangga Beban Mati (DL)

$$\begin{aligned}
 \text{Pelat tangga} &= \frac{0,22}{\cos 26,57^\circ} \times 24 \times 1 &= 5,91 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Kramik} &&= 0,24 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Spesi (2 cm)} &&= 0,42 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Railing} &&= 0,55 \text{ kN/m}^2 + \\
 \text{Total (DL)} &= 7,12 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

**Beban Hidup (LL) :**

1. Beban Hidup (Lo) = 1,92 kN/m<sup>2</sup>  
(SNI 1727:2013 Tabel 4-1)  
Kombinasi Beban :  

$$Q_u = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$$

$$= 1,2 (7,12) + 1,6 (1,92)$$

$$= 11,62 \text{ kN/m}^2$$

**b. Pembebanan Pelat Bordes****Beban Mati (DL)**

Pelat bordes	= $0,15 \times 24$	=	3,60 kN/m <sup>2</sup>
Spesi	= $2 \times 0,21$	=	0,42 kN/m <sup>2</sup>
Kramik	=	=	<u>0,24 kN/m<sup>2</sup> +</u>
	Total (LL)	=	4,26 kN/m <sup>2</sup>

**Beban Hidup (LL)**

1. Beban Hidup (Lo) = 1,92 kN/m<sup>2</sup>  
(SNI 1727:2012 Tabel 4-1)  
Kombinasi Beban :  

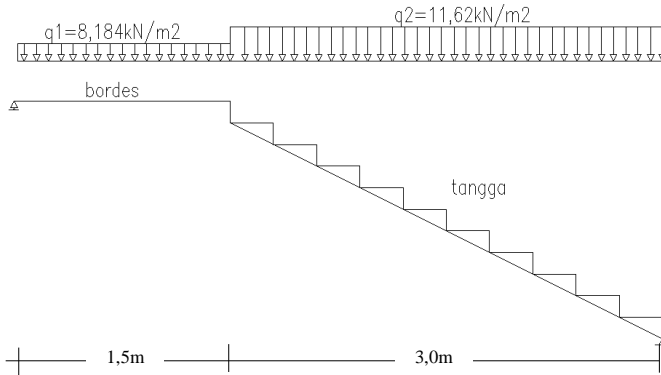
$$Q_u = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$$

$$= 1,2 (4,26) + 1,6 (1,92)$$

$$= 8,184 \text{ kN/m}^2$$

**4.2.3.3 Analisa Gaya-Gaya Dalam**

Pada proses analisa struktur tangga ini, menggunakan perhitungan statis tertentu dengan menggunakan perletakan Sendi-Rol, dimana pembebanan tangga dan perhitungan seperti Gambar 4.14.



**Gambar 4.14** Sketsa Beban pada Tangga

- $\sum M_A = 0$   
 $(R_c \times 4,5) - (q_2 \times 3 \times (1,5 + 1,5)) - (q_1 \times 1,5 \times 0,75) = 0$   
 $(R_c \times 4,5) - 104,58 - 9,21 = 0$   
 $R_c = 25,29 \text{ kN}$
- $\sum M_C = 0$   
 $(R_A \times 4,5) - (q_2 \times 3 \times 1,5) - (q_1 \times 1,5 \times (3 + 0,75)) = 0$   
 $(R_A \times 4,5) - 52,29 - 46,04 = 0$   
 $R_A = 21,85 \text{ kN}$
- $\sum H = 0$   
 $H_A = 0$

#### Kontrol

- $\sum V_A = 0$   
 $R_A + R_c - (q_2 \times 3) - (q_1 \times 1,5) = 0$   
 $21,85 + 25,28 - (11,62 \times 3) - (8,184 \times 1,5) = 0$   
 $0 = 0 \dots\dots (\text{OK})$

#### Pelat Bordes A-B ( 1,5 m )

- a. Gaya Momen ( M )  
 $M_{x_1} = R_a \times x_1 - \frac{1}{2} q_1 \times x_1^2$

$$M_A = 0$$

$$M_{B \text{ kanan}} = R_a \times x_1 - \frac{1}{2} q_1 \times x_1^2$$

$$\begin{aligned} M_{B \text{ kanan}} &= 21,85 \times 1,5 - \frac{1}{2} \times 8,184 \times 1,5^2 \\ &= 23,58 \text{ kNm} \end{aligned}$$

b. Gaya Lintang (D)

$$\text{Titik A} \quad D_{A \text{ kanan}} = R_a = 21,85 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} D_{B \text{ kiri}} &= R_a - (q_1 \times 1,5) \\ &= 9,57 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Gaya Normal (N)

$$N_{A-B} = 0 \text{ kN}$$

Pelat Tangga B-C ( 3 m )

a. Gaya Momen ( M )

$$M_{x_1} = R_C \times x_2 - \frac{1}{2} q_2 \times x_2^2$$

Momen maksimum apabila :

$$\frac{\Sigma M_{x_2}}{\Sigma X_2} = 0$$

$$R_C - q_2 \times x_2 = 0$$

$$x_2 = \frac{R_C}{q_2} = \frac{25,29}{11,62} = 2,17 \text{ m} < 3 \text{ m}$$

Momen maksimum terjadi di titik  $X_2 = 2,17 \text{ m}$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= R_C \times x_2 - \frac{1}{2} q_2 \times x_2^2 \\ &= 25,29 \times 2,17 - \frac{1}{2} \times 11,62 \times 2,17^2 \\ &= 27,52 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Titik C,  $M_C = 0 \text{ kgm}$

$$\begin{aligned} M_{B \text{ kanan}} &= R_C \times x_2 - \frac{1}{2} q_2 \times x_2^2 \\ &= 25,29 \times 3 - \frac{1}{2} \times 11,62 \times 3^2 \\ &= 23,58 \text{ kNm} \end{aligned}$$

b. Gaya Lintang (D)

$$D_x = R_c \cos 26,57^\circ - (q_2 \cos 26,57^\circ \times x_2)$$

$$D_x = 25,29 \cos 26,57^\circ - (11,62 \cos 26,57^\circ \times x_2)$$

Titik C ( $X_2 = 0$ ) ;  $D_C = 22,62 \text{ kN}$

Titik B ( $X_2 = 3\text{m}$ ) ;  $D_B = -8,56\text{kN}$

c. Gaya Normal (N)

Titik C ;  $N_C = -R_C \sin 26,57^\circ = -25,29 \times \sin 26,57^\circ$

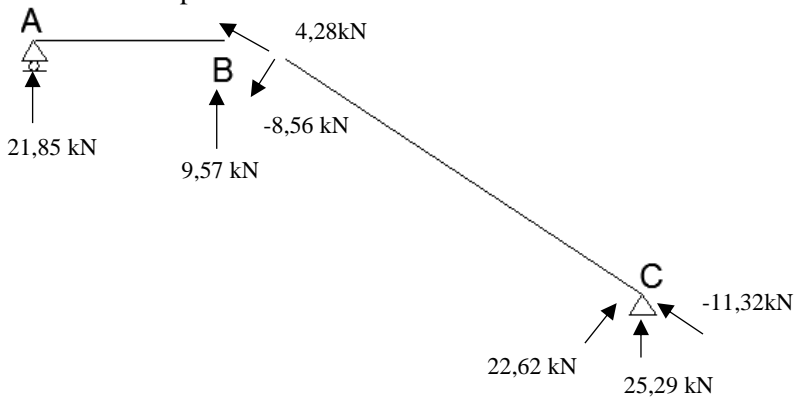
$$N_C = -11,32 \text{ kN}$$

Titik B ;  $N_B = -R_C \sin 26,57^\circ + q_2 \sin 26,57^\circ \times 3$

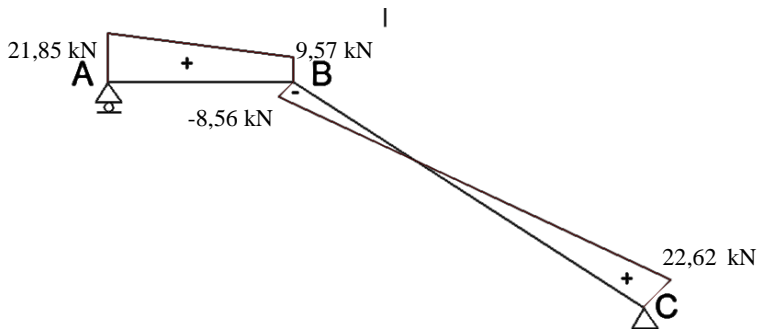
$$N_B = -25,29 \sin 26,57^\circ + 11,62 \sin 26,57^\circ \times 3$$

$$N_B = 4,28 \text{ kN}$$

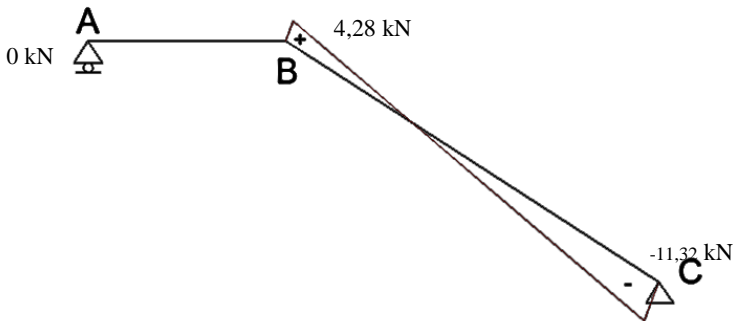
Gambar freebody diagram gaya-gaya pada tangga di perlihatkan pada Gambar 4.15 s/d 4.18.



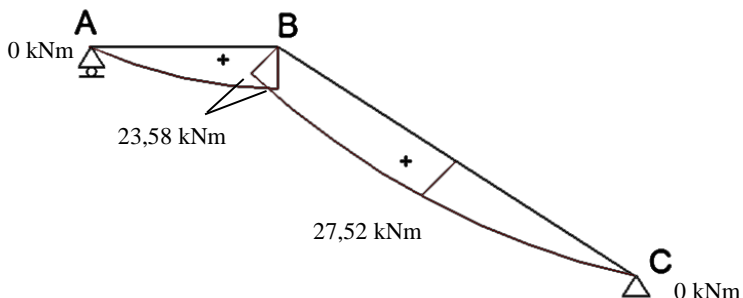
**Gambar 4.15** Free Body Diagram Gaya-Gaya pada Tangga



**Gambar 4.16** Bidang Lintang (D) pada Tangga



**Gambar 4.17** Bidang Normal (N) pada Tangga



**Gambar 4.18** Bidang Momen (M) pada Tangga

#### 4.2.3.4 Perhitungan Tulangan Tangga dan Bordes

- **Perhitungan Penulangan Pelat Tangga**

Data – Data Perencanaan

Mutu beton ( $f'_c$ ) = 35 Mpa

Mutu baja ( $f_y$ ) = 400 Mpa

Berat jenis beton = 2400 Mpa

D tulangan lentur = 10 mm

Tebal pelat tangga = 150 mm

Tebal pelat bordes = 150 mm

Tebal selimut beton = 20 mm

$\beta_1 = 0,80$

SNI 2847:2013 pasal 10.2.7.3

$$\rho_{\min} = \frac{0,25\sqrt{35}}{400} = 0,00369 \geq \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$m = \frac{f_y}{0,85f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$d = 150 - 20 - (0,5 \times 10) = 125 \text{ mm}$$

### **Penulangan pelat tangga dan bordes**

➤ Tulangan utama

$$M_{\max} = 27,52 \text{ kNm} = 27520000 \text{ Nmm}$$

Dipakai koefisien faktor reduksi :  $\phi = 0,9$

$$R_n = \frac{M_u}{0,9 \times 1000 \times d^2} = \frac{27520000}{0,9 \times 1000 \times 125^2} = 1,96$$

$$\rho_{\min} = 0,00369$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 1,96}{400}} \right) = 0,0051 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0051 > \rho_{\min} = 0,00369$  dipakai  $\rho_{\text{perlu}}$  sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0051 \times 1000 \times 125 = 637,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1 \text{ tulangan}} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 0,25 \times \pi \times 10^2 = 78,54 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{s1 \text{ tulangan}}} = 8,12 \approx 9$$

Dipakai 9D10 ( $A_s = 706,85 \text{ mm}^2$ )

Kontrol penggunaan faktor reduksi

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{(0,85 \times f_c' \times b)} = \frac{706,85 \times 400}{(0,85 \times 35 \times 1000)} = 9,95 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,05 \frac{(f'c-28)}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{(35-28)}{7} = 0,80$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{9,50}{0,80} = 11,875$$

- Regangan Tarik

$\epsilon_0 = 0,003$  berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.3

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_0 \times (dx-c)}{c} = \frac{0,003 \times (125-11,875)}{11,875} = 0,029 > \epsilon_0 \text{ ...OK}$$

- Kontrol Kuat Lentur Nominal

$$\phi Mn = \phi As \cdot fy \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi Mn = 0,9 \times 706,85 \times 400 \left( 125 - \frac{9,50}{2} \right) = 30599536,50 \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn = 30599536,50 \text{ Nmm} \geq Mu = 27520000 \text{ Nmm (OK)}$$

- Jarak tulangan yang diperlukan

$$S = \frac{1000}{n-1} = \frac{1000}{9-1} = 125 \text{ mm}$$

- Kontrol Spasi Tulangan

$$S \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{SNI 2847:2013 Pasal 7.6.2})$$

$$S \leq (2h=300 \text{ mm}) \quad (\text{SNI 2847:2013 Pasal 13.3.2})$$

$$S \leq 450 \text{ mm} \quad (\text{SNI 2847:2013 Pasal 7.6.5})$$

$$125 \text{ mm} < 300 \text{ mm (OK)}$$

Maka dipasang tulangan lentur D10-125 mm

- Penulangan lentur arah melintang pelat

Penulangan arah y dipasang tulangan susut dan suhu dengan :

$$\rho = 0,0018 \text{ untuk } fy = 400 \text{ Mpa}$$

(SNI 2847:2013 pasal 7.12.2.1)

$$As_{perlu} = 0,0018 \times b \times h$$

$$= 0,0018 \times 1000 \times 125 = 225 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan susut Ø8-250 mm ( $As = 251,2 \text{ mm}^2$ )



### A. Lantai Dasar

Data perencanaan yang diperlukan untuk merencanakan konstruksi tangga adalah sebagai berikut :

- Mutu beton ( $f_c'$ ) = 35 Mpa
- Mutu baja ( $f_y$ ) = 400 Mpa
- Tinggi antar lantai = 600 cm
- Panjang bordes = 300 cm
- Lebar bordes = 150 cm
- Lebar tangga = 200 cm
- Tebal pelat tangga ( $t_p$ ) = 15 cm
- Tebal pelat bordes = 15 cm
- Tinggi injakan ( $t$ ) = 18 cm
- Lebar injakan ( $i$ ) = 28 cm
- Jumlah tanjakan ( $n_T$ ) =  $\frac{\text{Tinggi lantai}}{t} = 34$  buah
- Jumlah injakan ( $n_i$ ) =  $n_T - 1 = 33$  buah
- Jumlah tanjakan ke bordes = 17 buah
- Jumlah tanjakan dari bordes ke lantai 1 = 17 buah
- Elevasi bordes = 300 cm
- Panjang horizontal plat tangga =  $i \times \text{jumlah tanjakan bordes}$   
 $= 28 \times 17 = 476$  cm
- Kemiringan tangga ( $\alpha$ )  

$$\text{arc tan} \alpha = \frac{\text{elevasi bordes}}{\text{panjang horisontal plat tangga}} = \frac{300}{476} = 0,63$$

Jadi,  $\alpha = 32,22^\circ$

Cek syarat :

- $60 \leq (2t + i) \leq 65$   
 $60 \leq (2 \times 18 + 28) \leq 65$   
 $60 \leq 64 \leq 65 \dots \dots \dots (\text{OK})$
- $25 \leq \alpha \leq 40$

- $25 \leq 32,22^\circ \leq 40 \dots$  (OK)
- Tebal plat rata-rata anak tangga  $= (i/2) \sin \alpha$   
 $= (28/2) \sin 32,22^\circ$   
 $= 7,46 \text{ cm}$
  - Tebal plat rata-rata  $= t_p + t_r = 15 + 7,46$   
 $= 22,46 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$

### Analisis Gaya Gaya Dalam dan Perencanaan Tulangan

Dengan cara yang sama seperti tangga lantai 1, maka didapat  $M_{\max} = 27,52 \text{ kNm} = 27520000 \text{ Nmm}$ . Perhitungan penulangan dipakai cara yang sama seperti tangga lantai 1, maka didapat tulangan lentur D10-125 mm dan tulangan susut suhu Ø8-250 mm

## **4.2.4 Perencanaan Balok Lift**

### **4.2.4.1 Data Perencanaan**

Perencanaan yang dilakukan pada lift ini meliputi balok-balok yang berkaitan dengan mesin lift. Pada bangunan ini digunakan lift penumpang yang diproduksi oleh Hyundai Elevators. dengan data-data spesifikasi sebagai berikut :

Tipe Lift	: Luxen type EN81 Standard
Kapasitas	: 1000 Kg (15 orang)
Kecepatan	: 1,50 m/det
Dimensi sangkar internal	
- Car Wide (CA)	: 1650 mm
- Car Depth (CB)	: 1500 mm
- Opening	: 900 mm
Dimensi ruang luncur ( Hoistway Size)	
- Hoistway width	: 2050 mm
- Hoistway Depth	: 2100 mm

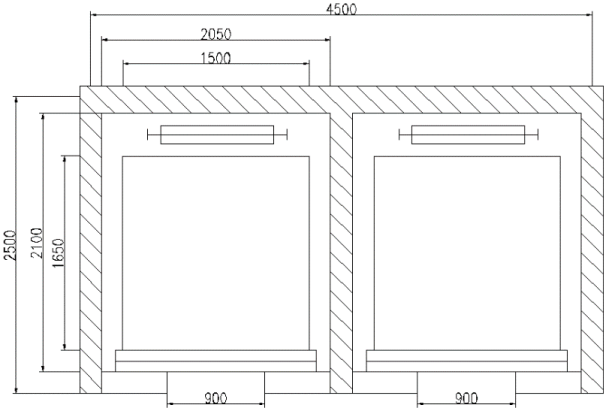
Beban reaksi ruang mesin

$R_1$	: 5450 kg = 54,50 kN
$R_2$	: 4300 kg = 43,00 kN

Untuk lebih jelasnya mengenai spesifikasi lift berikut disajikan dalam Tabel 4.4 dan Gambar 4.19.

**Tabel 4.4** Hyundai Luxen type EN81 Standard Passenger Elevator

Speed (m/sec)	Capacity		Opening Type	Clear Opening OP	Car		Hoistway Size			Machine Room Size			M/C Room Reaction (kg)		Pit Reaction (kg)	
	Persons	kg			Internal CA × CB	External A × B	1Car X1	2Cars X2	Depth Y	1Car MX1	2Cars MX2	Depth MY	R1	R2	R3	R4
1.0	6	450	2 Panel Center Open	800	1400 × 850	1460 × 1005	1800	3700	1450	2000	4000	3200	3600	2000	5400	4500
	8	550		800	1400 × 1030	1460 × 1185	1800	3700	1650	2000	4000	3400	4050	2250	6000	4900
	9	600		800	1400 × 1130	1460 × 1285	1800	3700	1750	2000	4000	3500	4100	2450	6300	5100
	10	700		800	1400 × 1250	1460 × 1405	1800	3700	1850	2000	4000	3600	4200	2700	6800	5400
	11	750		800	1400 × 1350	1460 × 1505	1800	3700	1950	2000	4000	3700	4550	2800	7100	5600
1.5	13	900		900	1600 × 1350	1660 × 1505	2050	4200	1950	2300	4400	3750	5100	3750	8100	6300
	15	1000		900	1600 × 1500	1660 × 1655	2050	4200	2100	2300	4400	3850	5450	4300	8600	6600
1.75	17	1150		1000	1800 × 1500	1900 × 1670	2350	4800	2200	2600	4900	3900	6600	5100	11000	8700
				1100	2000 × 1350	2100 × 1520	2550	5200	2050	2800	5250	3800				
	20	1350		1000	1800 × 1700	1900 × 1870	2350	4800	2400	2600	4900	4200	7800	6000	12200	9500
				1100	2000 × 1500	2100 × 1670	2550	5200	2200	2800	5250	4000				
	24	1600		1100	2000 × 1750	2100 × 1920	2550	5200	2450	2900	5400	4300	8500	6800	13600	10400
2.0	13	900	2 Panel Center Open	900	1600 × 1350	1700 × 1520	2250	4600	2100	2550	4600	4250	12030	6650	9000	7500
	15	1000		900	1600 × 1500	1700 × 1670	2250	4600	2250	2550	4600	4250	12800	6950	9400	8000
	17	1150		1000	1800 × 1500	1900 × 1670	2450	5000	2250	2750	5000	4450	13080	7150	11000	8700
				1100	2000 × 1350	2100 × 1520	2650	5400	2100	2950	5400	4650				
2.5	20	1350		1000	1800 × 1700	1900 × 1870	2450	5000	2450	2750	5000	4450	14350	7650	12200	9500
				1100	2000 × 1500	2100 × 1670	2650	5400	2250	2950	5400	4650				
	24	1600		1100	2000 × 1750	2100 × 1920	2650	5400	2500	2950	5400	4650	15100	8100	13600	10400
				1100	2150 × 1600	2250 × 1770	2800	5700	2350	3100	5700	4800				



**Gambar 4.19** Denah Lift

### **Data Desain**

Mutu beton ( $f_c'$ )	= 35 Mpa $\rightarrow \beta_1 = 0.80$
Tinggi balok ( $h$ )	= 500 mm
Lebar Balok ( $b$ )	= 300 mm
Selimit Beton	= 40 mm
Diameter Tul. Lentur ( $\emptyset$ )	= 16 mm
Diameter Tul. Sengkang ( $\emptyset$ )	= 10 mm

### **Pembebanan Balok Lift**

#### **Beban Mesin Bergerak**

Berdasarkan SNI 1727:2013 Ps 4.6.3 koefisien untuk memperhitungkan besarnya harus ditingkatkan sebesar 50 persen. Berikut input beban yang digunakan dalam merencanakan balok lift.

$$P_1 = P_2 = (1 + 0,5) \times 54,50 = 81,75 \text{ kN}$$

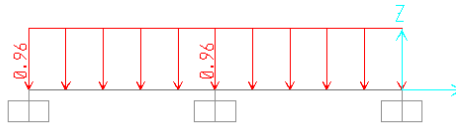
$$q_l = 0,96 (\text{beban hidup}) \times 4,50 = 4,32 \text{ kN/m}$$

### **Analisis Gaya Dalam Balok Lift**

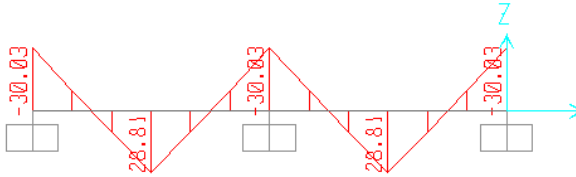
Dalam mencari gaya dalam balok lift digunakan program bantu analisis, input beban mati terpusat akibat lift dapat dilihat pada Gambar 4.20 dan input beban hidup merata pada Gambar 4.21. Sehingga didapatkan gaya dalam seperti pada Gambar 4.22 untuk momen dan Gambar 4.23 untuk gaya geser.



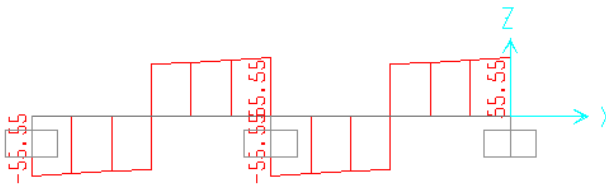
**Gambar 4.20.** Input Beban Mati Terpusat Akibat Lift



**Gambar 4.21.** Input Beban Merata Akibat Beban Hidup



**Gambar 4.22** Momen Balok Lift Kombinasi  $1.2D_L + 1.6L_L$



**Gambar 4.23** Gaya Geser Balok Lift Kombinasi  $1.2D_L + 1.6L_L$

#### 4.2.4.2 Desain Tulangan Lentur Balok Lift

Tulangan Tumpuan

$$M_u = 30,03 \text{ kNm}$$

$$d = h - \text{selimut beton} - \text{tul. geser} - \frac{\text{tul. lentur}}{2}$$

$$d = 500 - 40 - 10 - \frac{16}{2} = 442 \text{ mm}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 35 \times 0.80}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0.0357$$

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.75 \times 0.0357 = 0.0268$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.00369 \text{ (SNI 2847:2013 Pasal 10.5.1)}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{30,03 \times 10^6}{0,9} = 33366666,67 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{33366666,67}{300 \times 442^2} = 0,569$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{f_y}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{13,45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 0,569}{400}} \right) = 0,00143$$

$$\rho_{min} \geq \rho_{perlu}$$

Maka, dipakai  $\rho_{min} = 0.00369$

$$As_{perlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00369 \times 300 \times 442 = 489,29 \text{ mm}^2$$

$$As_1 \text{ tulangan} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 0.25 \times \pi \times 16^2 = 200,96 \text{ mm}^2$$

$$n_{tulangan} = \frac{As_{perlu}}{As_1 \text{ tulangan}} = 2,43 \approx 3$$

$$S = \frac{b_w - 2t_{selimut} - 2\phi_{sengkang} - n\phi_{tul.utama}}{n - 1}$$

$$S = \frac{300 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 3 \times 16}{3 - 1} = 76 \text{ mm}$$

Dipakai 3D16 ( $A_s = 602,88 \text{ mm}^2$ )

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{602,88 \times 400}{0,85 \times 35 \times 300} = 27,02 \text{ mm}$$

$$\phi Mn = \phi A_s \cdot f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\begin{aligned} \phi Mn &= 0,9 \times 602,88 \times 400 \left( 442 - \frac{27,02}{2} \right) \\ &= 92998098,43 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\phi Mn = 92998098,43 \text{ Nmm} \geq Mu = 30030000 \text{ Nmm} \dots \text{OK}$$

Maka, dipakai tulangan utama 3D16

### **Kontrol Retak**

$$s = 380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2,5 C_c \leq 300 \left( \frac{280}{f_s} \right)$$

$$f_s = \frac{2}{3} f_y = \frac{2}{3} \times 400 = 266,67 \text{ Mpa}$$

$C_c$  = Jarak terkecil dari permukaan tulangan ke muka tarik

$$C_c = 20 \text{ mm}$$

$$s = 380 \left( \frac{280}{266,67} \right) - 2,5 \times 20 \leq 300 \times \left( \frac{280}{266,67} \right)$$

$$s = 348,99 \text{ mm} \leq 314,99 \text{ mm}$$

Maka, digunakan  $s = 314,99 \text{ mm}$

$$S_{tul} = 76 \text{ mm} \leq 314,99 \text{ mm} \dots \text{OK.}$$

### **Tulangan Lapangan**

Karena momen nominal penampang menggunakan  $\rho_{min}$  sebesar 92,998 kNm  $>$  Mu lapangan = 28,81 kNm. Maka jumlah tulangan disamakan, dipakai tulangan utama 3D16

#### 4.2.4.3 Perhitungan Tulangan Geser Balok Lift

Dipakai tulangan diameter 10 mm

##### Perhitungan Tulangan Geser Balok Lift

$$V_u = 55,55 \text{ kN}$$

Berdasarkan (SNI-2847-2013: Ps 11.2.1.1) kemampuan beton untuk menahan gaya geser ditentukan dengan perumusan berikut:

$$V_c = 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_c = 0,17 \times 1,0 \times \sqrt{35} \times 300 \times 442 = 133360,27 \text{ N} = 133,36 \text{ kN}$$

##### Jarak Antar Tulangan Geser

$$s = \frac{A_v \phi f_{yt} d}{V_u - \phi V_c} = \frac{157,14 \times 0,75 \times 400 \times 442}{(55,55 - 0,75 \times 133,36) \times 10^3} = -468,56 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI-2847-2013 Ps 11.4.5 jarak tulangan geser maksimum untuk struktur yang tidak direncanakan untuk menahan beban gempa harus tidak lebih dari :

$$\frac{d}{2} = \frac{442}{2} = 221 \text{ mm}$$

Maka digunakan  $s = 200 \text{ mm}$

##### Gaya geser perlawanan sengkang

$$\phi V_s = \frac{\phi A_v f_{yt} d}{s} = \frac{0,75 \times 157,14 \times 400 \times 442}{200} = 104183,82 \text{ N}$$

$$= 104,183 \text{ kN}$$

$$\phi(V_s + V_c) = 104,183 + 0,75 \times 133,36 = 204,203$$

$$\phi(V_s + V_c) = 204,203 \geq V_u = 55,55 \text{ kN} \dots \text{OK}$$

Dipasang sengkang daerah tumpuan D10–200 mm sepanjang

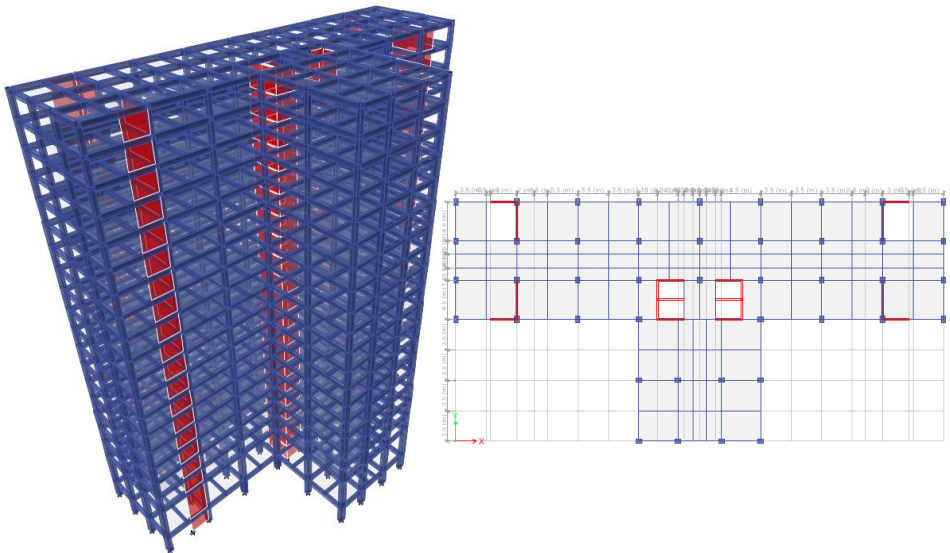
$$2h = 2 \times 500 = 1000 \text{ mm}$$

Dipasang sengkang daerah lapangan D10–200 mm



### 4.3 Pemodelan Struktur

Struktur gedung pada tugas akhir ini seperti yang terlihat pada Gambar 4.24 direncanakan dengan *dual system*, yaitu suatu struktur memiliki rangka ruang yang biasanya berupa SRPM yang berfungsi memikul beban gravitasi, pemikul beban lateral dilakukan oleh dinding struktural dan SRPM. Dimana SRPM harus sanggup sedikitnya menahan 25% dari beban dasar geser nominal (purwono,2005).



**Gambar 4.24** Pemodelan Struktur dengan Program Bantu ETABS v.2013

### 4.3.1 Pembebanan

Perhitungan pembebanan mengacu pada SNI 1727:2013 dan SNI 1726:2012 untuk beban gempa. Perhitungan pembebanan tersebut nantinya sebagai input beban pemodelan struktur.

#### 4.3.1.1 Beban Mati

Beban mati terdiri dari berat sendiri elemen struktur dan berat mati tambahan. Berat sendiri dari elemen struktur dihitung secara manual dengan dimensi struktur yang sudah ditentukan pada saat preliminary desain. Sementara untuk berat mati tambahan (*Superimposed Dead Load*) yang terdiri atas beban merata pada pelat serta beban akibat dinding, dengan perhitungan sebagai berikut:

1. Perhitungan beban mati struktur (*self wight*) dan beban mati tambahan (*Superimposed Dead Load*).

Perhitungan beban mati struktur dan beban mati tambahan dapat dilihat pada Tabel 4.5- 4.10 .

**Tabel 4.5** Beban Mati Lantai Dasar

Jenis Beban	L (m)	B (m)	H (m)	n	Beban Mati (kN/m2)	Beban (kN)
Beban Mati Tambahan (Superimpous Dead Load)						
Penggantung	920.5				0.07	64.435
Plafond + Eternit	920.5				0.056	51.548
Spesi t=2cm	920.5				0.42	386.61
Tegel t=1cm	920.5				0.24	220.92
Dinding hebel	415		6		0.8	1992
Ducting AC	920.5				0.085	78.2425
Plumbing	920.5				0.1	92.05
Sub Total						3349.7375
Berat Sendiri Struktur						
Pelat	920.5		0.12	1	24	2651.04
Balok B1	7	0.4	0.6	36	24	1451.52
Balok B2	4.5	0.4	0.6	31	24	803.52
Balok B3	5	0.4	0.6	3	24	86.4
Balok BA1	4.5	0.3	0.5	26	24	421.2
Balok BA2	5	0.3	0.5	2	24	36
Balok BA3	3.5	0.3	0.5	32	24	403.2
Kolom K1	0.9	0.6	6	42	24	3265.92
Shearwall1	3	0.2	6	4	24	345.6
Shearwall2	4.5	0.2	6	6	24	777.6
Core Wall1	2.5	0.2	6	6	24	432
Sub Total						10674
					Total	14023.7

**Tabel 4.6** Beban Mati Lantai 1 s/d 3

Jenis Beban	L (m)		B (m)	H (m)	n	Beban Mati (kN/m2)	Beban (kN)
Beban Mati Tambahan (Superimposus Dead Load)							
Penggantung	920.5					0.07	64.435
Plafond + Eternit	920.5					0.056	51.548
Spesi t=2cm	920.5					0.42	386.61
Tegel t=1cm	920.5					0.24	220.92
Dinding hebel	415		3			0.8	996
Ducting AC	920.5					0.085	78.2425
Plumbing	920.5					0.1	92.05
Sub Total							2353.7375
Berat Sendiri Struktur							
Pelat	920.5		0.12	1		24	2651.04
Balok B1	7	0.4	0.6	36		24	1451.52
Balok B2	4.5	0.4	0.6	31		24	803.52
Balok B3	5	0.4	0.6	3		24	86.4
Balok BA1	4.5	0.3	0.5	26		24	421.2
Balok BA2	5	0.3	0.5	2		24	36
Balok BA3	3.5	0.3	0.5	32		24	403.2
Kolom K1	0.8	0.5	3	42		24	1209.6
Shearwall1	3	0.2	3	4		24	172.8
Shearwall2	4.5	0.2	3	6		24	388.8
Core Wall1	2.5	0.2	3	6		24	216
Sub Total							7840.08
						Total	10193.8

**Tabel 4.7** Beban Mati Lantai 4 s/d 8

Jenis Beban	L (m)	B (m)	H (m)	n	Beban Mati (kN/m2)	Beban (kN)
Beban Mati Tambahan (Superimpous Dead Load)						
Penggantung	920.5				0.07	64.435
Plafond + Eternit	920.5				0.056	51.548
Spesi t=2cm	920.5				0.42	386.61
Tegel t=1cm	920.5				0.24	220.92
Dinding Hebel	415		3		0.8	996
Ducting AC	920.5				0.085	78.2425
Plumbing	920.5				0.1	92.05
Sub Total						2353.7375
Berat Sendiri Struktur						
Pelat	920.5		0.12	1	24	2651.04
Balok B1	7	0.4	0.6	36	24	1451.52
Balok B2	4.5	0.4	0.6	31	24	803.52
Balok B3	5	0.4	0.6	3	24	86.4
Balok BA1	4.5	0.3	0.5	26	24	421.2
Balok BA2	5	0.3	0.5	2	24	36
Balok BA3	3.5	0.3	0.5	32	24	403.2
Kolom K1	0.7	0.5	3	42	24	1058.4
Shearwall1	3	0.2	3	4	24	172.8
Shearwall2	4.5	0.2	3	6	24	388.8
Core Wall1	2.5	0.2	3	6	24	216
Sub Total						7688.88
					Total	10042.6

**Tabel 4.8** Beban Mati Lantai 9 s/d 13

Jenis Beban	L (m)	B (m)	H (m)	n	Beban Mati (kN/m2)	Beban (kN)
Beban Mati Tambahan (Superimpous Dead Load)						
Penggantung	920.5				0.07	64.435
Plafond + Eternit	920.5				0.056	51.548
Spesi t=2cm	920.5				0.42	386.61
Tegel t=1cm	920.5				0.24	220.92
Dinding Hebel	415		3		0.8	996
Ducting AC	920.5				0.085	78.2425
Plumbing	920.5				0.1	92.05
Sub Total						2353.7375
Berat Sendiri Struktur						
Pelat	920.5		0.12	1	24	2651.04
Balok B1	7	0.4	0.6	36	24	1451.52
Balok B2	4.5	0.4	0.6	31	24	803.52
Balok B3	5	0.4	0.6	3	24	86.4
Balok BA1	4.5	0.3	0.5	26	24	421.2
Balok BA2	5	0.3	0.5	2	24	36
Balok BA3	3.5	0.3	0.5	32	24	403.2
Kolom K1	0.7	0.5	6	42	24	2116.8
Shearwall1	3	0.2	6	4	24	345.6
Shearwall2	4.5	0.2	6	6	24	777.6
Core Wall1	2.5	0.2	6	6	24	432
Sub Total						9524.88
					Total	11878.6

**Tabel 4.9** Beban Pada Lantai 14 s/d 18

Jenis Beban	L (m)	B (m)	H (m)	n	Beban Mati (kN/m2)	Beban (kN)
Beban Mati Tambahan (Superimpous Dead Load)						
Penggantung	920.5				0.07	64.435
Plafond + Eternit	920.5				0.056	51.548
Spesi t=2cm	920.5				0.42	386.61
Tegel t=1cm	920.5				0.24	220.92
Dinding Hebel	415		3		0.8	996
Ducting AC	920.5				0.085	78.2425
Plumbing	920.5				0.1	92.05
Sub Total						2353.7375
Berat Sendiri Struktur						
Pelat	920.5		0.12	1	24	2651.04
Balok B1	7	0.4	0.6	36	24	1451.52
Balok B2	4.5	0.4	0.6	31	24	803.52
Balok B3	5	0.4	0.6	3	24	86.4
Balok BA1	4.5	0.3	0.5	26	24	421.2
Balok BA2	5	0.3	0.5	2	24	36
Balok BA3	3.5	0.3	0.5	32	24	403.2
Kolom K1	0.5	0.5	3	42	24	756
Shearwall1	3	0.2	3	4	24	172.8
Shearwall2	4.5	0.2	3	6	24	388.8
Core Wall1	2.5	0.2	3	6	24	216
Sub Total						7386.48
					Total	9740.22

**Tabel 4.10** Beban Pada Lantai Atap

Jenis Beban	L (m)	B (m)	H (m)	n	Beban Mati (kN/m2)	Beban (kN)
Beban Mati Tambahan (Superimpous Dead Load)						
Penggantung	952				0.07	66.64
Plafond + Eternit	952				0.056	53.312
Spesi t=2cm	952				0.42	399.84
Tegel t=1cm	952				0.24	228.48
Dinding Hebel	415		1.5		0.8	498
Ducting AC	952				0.085	80.92
Plumbing	952				0.1	95.2
Sub Total						1902.2
Berat Sendiri Struktur						
Pelat	952		0.12	1	24	2741.76
Balok B1	7	0.4	0.6	36	24	1451.52
Balok B2	4.5	0.4	0.6	31	24	803.52
Balok B3	5	0.4	0.6	3	24	86.4
Balok BA1	4.5	0.3	0.5	26	24	421.2
Balok BA2	5	0.3	0.5	2	24	36
Balok BA3	3.5	0.3	0.5	32	24	403.2
Kolom K1	0.5	0.5	1.5	42	24	378
Shearwall1	3	0.2	1.5	4	24	86.4
Shearwall2	4.5	0.2	1.5	6	24	194.4
Core Wall1	2.5	0.2	1.5	6	24	108
Sub Total						6710.4
					Total	<b>8612.6</b>



#### 4.3.1.2 Beban Hidup

Berdasarkan SNI 1727:2013 Tabel 4-1 beban hidup pada plat lantai digunakan sebesar  $1,92 \text{ kN/m}^2$ . Sedangkan untuk lantai atap digunakan sebesar  $0,96 \text{ kN/m}^2$ . Reduksi beban hidup dalam peninjauan gempa diambil sebesar 50% dengan perhitungan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup lantai} &= \text{Luas lantai} \times \text{beban hidup} \times 19 \text{ lt} \\ &= 920,5 \text{ m}^2 \times 1,92 \text{ kN/m}^2 \times 19 \\ &= 33579,84 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup atap} &= \text{Luas lantai} \times \text{beban hidup} \times 1 \text{ lt} \\ &= 920,5 \text{ m}^2 \times 0,96 \text{ kN/m}^2 \times 1 \\ &= 883,68 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup total} &= 50\% (33579,84 \text{ kN} + 883,68 \text{ kN}) \\ &= 17231,76 \text{ kN} \end{aligned}$$

sehingga didapatkan total beban yang bekerja pada setiap lantainya, seperti diperlihatkan pada Tabel 4.11

**Tabel 4.11** Beban yang Bekerja Pada Tiap Lantai

Elevasi	Lantai	Beban Mati (kN)	Beban Hidup(kN)	ToTal (kN)
63	Atap	8612.60	441.84	9054.44
60	18	9740.22	883.68	10623.90
57	17	9740.22	883.68	10623.90
54	16	9740.22	883.68	10623.90
51	15	9740.22	883.68	10623.90
48	14	9740.22	883.68	10623.90
45	13	11878.62	883.68	12762.30
42	12	11878.62	883.68	12762.30
39	11	11878.62	883.68	12762.30
36	10	11878.62	883.68	12762.30
33	9	11878.62	883.68	12762.30
30	8	10042.62	883.68	10926.30
27	7	10042.62	883.68	10926.30
24	6	10042.62	883.68	10926.30
21	5	10042.62	883.68	10926.30
18	4	10042.62	883.68	10926.30
15	3	10193.82	883.68	11077.50
12	2	10193.82	883.68	11077.50
9	1	10193.82	883.68	11077.50
3	Dasar	14023.74	883.68	14907.42
	<b>Total</b>	<b>211525.05</b>	<b>17231.76</b>	<b>228756.81</b>

Berdasarkan Tabel 4.11 didapatkan berat total bangunan sebesar = 228756,81 kN

#### 4.3.1.3 Perhitungan Beban Gempa

Pada perhitungan gempa dilakukan dengan analisis gempa dinamis yang mengacu pada SNI 1726:2012 yang dilakukan berdasarkan analisis respon spektrum dengan parameter-parameter yang sudah ditentukan.

##### 1. Respons Spektrum Desain

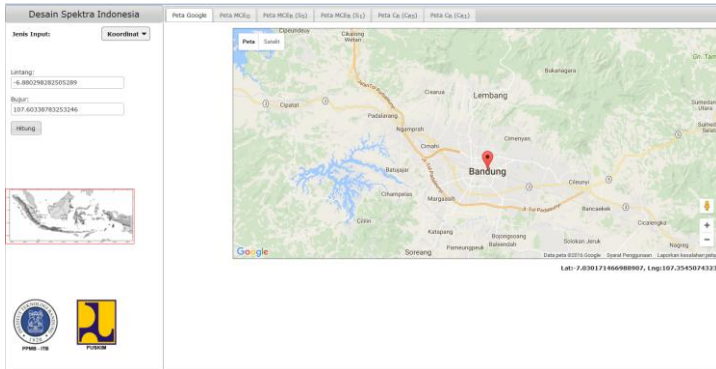
Respons spektrum desain dihitung dengan program bantu Spektra Indonesia dengan parameter-parameter yang mengacu pada SNI 1726:2012. Adapun tahapan-tahapannya adalah sebagai berikut:

- **Penentuan Kelas Situs**

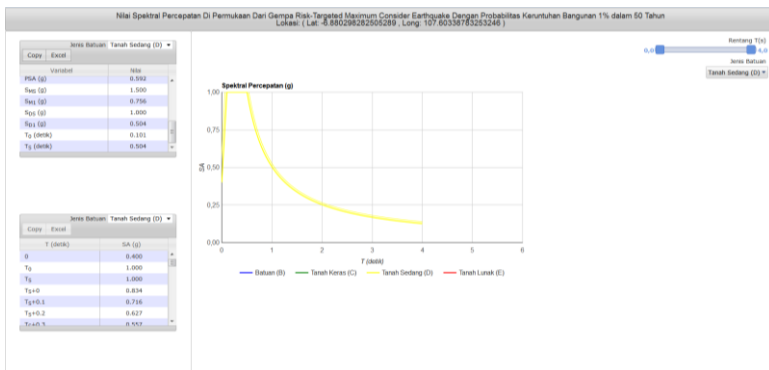
Menurut SNI 1726:2012 pasal 5.3 untuk menentukan klasifikasi situs dapat ditentukan salah satunya dengan menentukan nilai  $N$  berdasarkan data hasil SPT. Adapun definisi parameter kelas situs yang menggunakan data SPT dapat dilihat pada SNI 1726:2012 pasal 5.4.2 persamaan (2). Berdasarkan hasil Perhitungan nilai  $\bar{N}$  nilai  $\bar{N}$  diketahui situs merupakan Tanah Sedang (SD).  $\bar{N} = 15$  s/d 50.

- **Penentuan Nilai  $S_{Ds}$  dan  $S_{D1}$**

Apartemen Galeri Ciumbuleuit Bandung berada di Jl.Ciumbuleuit Kota Bandung dengan koordinat lintang : - 6.880298282505289, bujur : 107.60338783253246 seperti yang terlihat pada dengan jenis tanah sedang (SD) di inputkan ke program bantu Spektra Indonesia seperti yang terlihat pada Gambar 4.25 dan Gambar 4.26.



**Gambar 4.25** Koordinat dan Lokasi Bangunan yang Ditinjau  
Sumber: Program Bantu Spektra Indonesia



**Gambar 4.26** Respons Spektrum Desain dari Program Bantu Spektra Indonesia  
Sumber: Program Bantu Spektra Indonesia

Dari Program Bantu Spektra Indonesia didapatkan nilai-nilai pada Tabel 4.12

**Tabel 4.12** Tabel Output Program Bantu Spektra Indonesia

Variabel	Nilai
PGA (g)	0.592
SS (g)	1.5
S1 (g)	0.504
CRS	0.968
CR1	0.904
FPGA	1
FA	1
FV	1.5
PSA (g)	0.592
SMS (g)	1.5
SM1 (g)	0.756
SDS (g)	1
SD1 (g)	0.504
T0 (detik)	0.592
TS (detik)	1.5

- **Penentuan Kategori Risiko Bangunan Dan Kategori Desain Seismik**

Penentuan kategori risiko bangunan disesuaikan dengan fungsi dari bangunan itu sendiri, Berdasarkan SNI 1726:2012 Tabel 1, bangunan yang dirancang masuk kedalam kategori resiko II dengan  $I_e = 1,0$ . Penentuan kategori desain gempa sesuai dengan SNI 1726:2012, Tabel 4.13 dan Tabel 4.14 dimana,  $S_{DS} = 1g$  dan  $S_{D1} = 0,504g$ .

**Tabel 4.13** Kategori Desain Gempa Berdasarkan Parameter Percepatan Respon Period Pendek

Nilai $S_{Ds}$	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{Ds} < 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{Ds} < 0.33$	B	C
$0.33 \leq S_{Ds} < 0.50$	C	D
$0.50 \leq S_{Ds}$	D	D

**Tabel 4.14** Kategori Desain Gempa Berdasarkan Parameter Percepatan Respon Period 1 detik

Nilai $S_{D1}$	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0.167$	A	A
$0.067 \leq S_{D1} < 0.133$	B	C
$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	C	D
$0.20 \leq S_{D1}$	D	D

Maka Berdasarkan Tabel 4.13 dan 4.14, untuk struktur yang didesain pada tugas akhir ini berada pada Kategori Desain Seismik D

## 2. Penentuan Gaya Geser Dasar Seismik

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.1, gaya gempa lateral didapat dengan mengalikan dengan berat bangunan dengan koefisien respons seismik.

$$V = C_s \cdot W_t$$

Berikut tahapan-tahapan menghitung gaya geser dasar seismik:

- **Penentuan Koefisien  $C_d$ ,  $R$ ,  $\Omega_0$**

Srktur direncanakan dengan sistem ganda. Berdasarkan tabel 12.2-1 SNI 1726:2012 didapatkan nilai faktor pembesaran defleksi ( $C_d$ ) = 5.5 nilai koefisien modifikasi respon ( $R$ ) = 7 dan nilai faktor kuat lebih sistem ( $\Omega_0$ ) = 2.5.

- **Analisa Model Respon Spektrum**

Pemodelan respons spektrum yaitu dengan mengiputkan nilai-nilai yang sudah didapat dari program bantu Spektra Indonesia ke program bantu ETABS. Nilai *spectrum respons* tersebut harus dikalikan dengan suatu faktor skala (*scale factor*) yang besarnya =  $g \times I_e/R$

Keterangan :

$g$  = percepatan grafitasi ( $g = 9,81 \text{ m/det}$ )

*Scale factor* =  $9,81 \times 1 / 7 = 1,401$ , karena gempa dua arah yaitu arah x,y maka beban gempa didistribusikan 100% kearah x dan 30% kearah y jika ditinjau dari sumbu x dan sebaliknya.

Arah x

$$x = 1 \times 1,401 = 1,401$$

$$y = 0,3 \times 1,401 = 0,420$$

Arah y

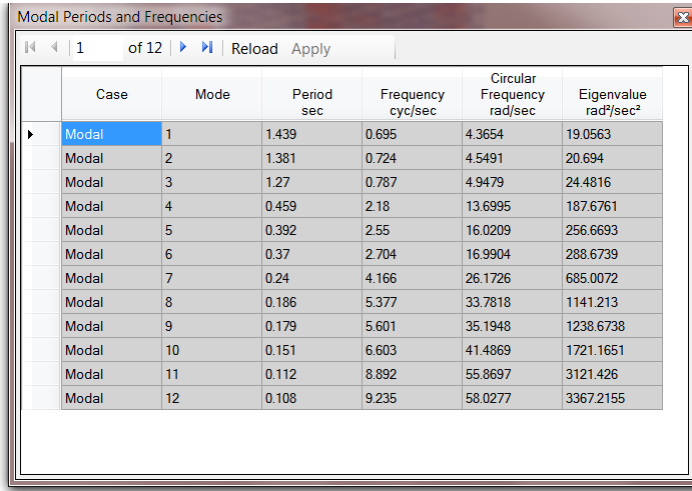
$$x = 0,3 \times 1,401 = 0,420$$

$$y = 1 \times 1,401 = 1,401$$

Nilai redaman untuk struktur beton diambil, *Damping* sebesar 0,05.

- **Perioda Fundamental Struktur**

Nilai T didapat dari hasil analisa struktur menggunakan program bantu ETABS, seperti yang terlihat pada gambar berikut.



Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	Circular Frequency rad/sec	Eigenvalue rad²/sec²
Modal 1	1	1.439	0.695	4.3654	19.0563
Modal 2	2	1.381	0.724	4.5491	20.694
Modal 3	3	1.27	0.787	4.9479	24.4816
Modal 4	4	0.459	2.18	13.6995	187.6761
Modal 5	5	0.392	2.55	16.0209	256.6693
Modal 6	6	0.37	2.704	16.9904	288.6739
Modal 7	7	0.24	4.166	26.1726	685.0072
Modal 8	8	0.186	5.377	33.7818	1141.213
Modal 9	9	0.179	5.601	35.1948	1238.6738
Modal 10	10	0.151	6.603	41.4869	1721.1651
Modal 11	11	0.112	8.892	55.8697	3121.426
Modal 12	12	0.108	9.235	58.0277	3367.2155

**Gambar 4.27** Nilai Periode Fundamental Struktur

- **Batasan Peroda Fundamental Struktur**

Berdasarkan SNI 1726 2012 Ps. 7.8.2 penentuan perkiraan perioda alami fundamental ( $T_a$ ) harus ditentukan dari persamaan 26 pada SNI 1726:2012.

$$T_{a_{\text{minimum}}}$$

$$T_a = C_t h_n^x = 0,0488 \times 63^{0,75} = 1,091s$$

Keterangan:

$h_n$  = total tinggi bangunan

$C_t$  dan  $x$  = koefisien yang ditentukan dari tabel 15 SNI 1726:2012



$$T a_{\text{maksimum}} = Cu . T a_{\text{minimum}} = 1,4 \times 1,091 = 1,528s$$

Keterangan:

$T a_{\text{minimum}}$  = Periode fundamental struktur minimum

$Cu$  = Koefisien pada tabel 14 SNI 11726:2012

Dari hasil analisa program bantu analisa struktur, didapat  $T_1 = 1,439$  s dan  $T_2 = 1,381$  s . Karena  $T a_{\text{minimum}} < T < T a_{\text{maksimum}}$  maka periode fundamental struktur terpenuhi.

### • Menentukan Koefisien Respons Seismik

Menentukan koefisien Respon Seismik ( $C_s$ ) ditentukan dengan perumusan berikut:

$$C_{sx} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{1}{\left(\frac{7}{1}\right)} = 0,143$$

Dan  $C_s$  tidak perlu lebih dari:

$$C_{sx} = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,504}{1,439 \left(\frac{7}{1}\right)} = 0,050$$

$$C_{sy} = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,504}{1,381 \left(\frac{7}{1}\right)} = 0,052$$

Dan  $C_s$  tidak kurang dari:

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,001$$

$$C_s = 0,044 \times 1 \times 1 \geq 0,001$$

$$C_s = 0,044 \geq 0,001$$

Maka, nilai  $C_{sx}$  dipakai 0,050 dan  $C_{sy}$  dipakai 0,052

Dari parameter-parameter diatas, maka gaya geser dasar seismik dapat dihitung.

$$V = C_s . W$$

Arah x

$$V_x = C_{sx} . W = 0,050 \times 228756,81 \text{ kN}$$

$$V_x = \mathbf{11445,79 \text{ kN}}$$

Arah y

$$V_y = C_s \cdot W = 0,052 \times 228756,81 \text{ kN}$$

$$V_y = 11926,50 \text{ kN}$$

- **Menghitung Distribusi Vertikal Beban Gempa**

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.3, distribusi vertikal beban gempa ditentukan dengan menghitung gaya gempa pada tiap lantai,  $F_i$ . Selanjutnya nilai  $F_i$  dikalikan dengan faktor distribusi vertikal  $C_{vx}$  untuk mendapatkan nilai  $V_i$ . Rangkuman hasil perhitungannya diperlihatkan pada Tabel 4.15

$$F_x = C_{vx} V$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

Keterangan :

$C_{vx}$  = faktor distribusi vertikal

$w_i$  dan  $w_x$  = bagian dari berat total seismik efektif struktur ( $W$ ) yang ditempatkan pada tingkat  $i$  atau  $x$

$h_i$  dan  $h_x$  = tinggi dari dasar ke tingkat  $i$  atau  $x$

$k$  = eksponen yang terkait dengan periode struktur yang nilainya sebagai berikut :

- untuk struktur dengan periode  $\leq 0,5$  s,  $k = 1$
- untuk struktur dengan periode  $\geq 2,5$  s,  $k = 2$
- untuk struktur dengan periode antara 0,5 s sampai 2,5s,  $k=2$  atau ditetapkan dengan interpolasi antara 1 dan 2 Dari hasil analisis struktur didapatkan,

$T_{cx} = 1,439$  s, maka nilai  $k$  adalah sebagai berikut :

$$kx = 1 + \left( \frac{1,439 - 0,5}{2,5 - 0,5} (2 - 1) \right) = 1,469$$

Maka, besarnya distribusi beban geser akibat gempa dapat dilihat pada Tabel 4.15 dan Tabel 4.16

**Tabel 4.15** Gaya gempa ( $F_x$ ) pada tiap lantai

Lantai	hi (m)	hi <sup>k</sup> (m)	Wi (kN)	Wi x hi <sup>k</sup>	Cvx	Fix (kN)
Roof	63	440.69	9054.44	3990180.41	0.09	1039.95
18	60	410.20	10623.90	4357898.74	0.10	1135.79
17	57	380.42	10623.90	4041494.32	0.09	1053.32
16	54	351.36	10623.90	3732815.30	0.08	972.87
15	51	323.05	10623.90	3432086.66	0.08	894.49
14	48	295.52	10623.90	3139553.37	0.07	818.25
13	45	268.78	12762.30	3430241.16	0.08	894.01
12	42	242.86	12762.30	3099514.67	0.07	807.82
11	39	217.81	12762.30	2779702.41	0.06	724.47
10	36	193.64	12762.30	2471242.64	0.06	644.07
9	33	170.39	12762.30	2174628.62	0.05	566.77
8	30	148.13	10926.30	1618462.74	0.04	421.81
7	27	126.88	10926.30	1386315.48	0.03	361.31
6	24	106.71	10926.30	1165986.28	0.03	303.89
5	21	87.70	10926.30	958239.95	0.02	249.74
4	18	69.92	10926.30	764004.59	0.02	199.12
3	15	53.49	11077.50	592526.48	0.01	154.43
2	12	38.54	11077.50	426872.82	0.01	111.25
1	9	25.25	11077.50	279705.51	0.01	72.90
Base	3	5.02	14907.42	74908.67	0.002	19.52
Basement	0	-	-	-	-	-
<b>Total</b>		<b>3956.35</b>	<b>228756.8125</b>	<b>43916380.84</b>	<b>1.00</b>	<b>11445.79</b>

$T_{cy} = 1,381$  s, maka nilai  $k$  adalah sebagai berikut :

$$k = 1 + \left( \frac{1.381 - 0,5}{2,5 - 0,5} (2 - 1) \right) = 1,441$$

**Tabel 4.16** Gaya gempa ( $F_y$ ) pada tiap lantai

Lantai	hi	hik (m)	Wi (kN)	Wi x hi k	Cvx	Fix (kN)
Atap	63	440.69	9054.44	58308545.82	0.11	1358.00
18	60	410.20	10623.90	61702202.47	0.12	1437.04
17	57	380.42	10623.90	55353573.81	0.11	1289.18
16	54	351.36	10623.90	49367431.88	0.10	1149.76
15	51	323.05	10623.90	43741493.50	0.09	1018.73
14	48	295.52	10623.90	38473360.47	0.08	896.04
13	45	268.78	12762.30	40315634.40	0.08	938.95
12	42	242.86	12762.30	34837493.85	0.07	811.36
11	39	217.81	12762.30	29779533.66	0.06	693.56
10	36	193.64	12762.30	25138129.16	0.05	585.46
9	33	170.39	12762.30	20909399.97	0.04	486.98
8	30	148.13	10926.30	14630699.18	0.03	340.75
7	27	126.88	10926.30	11705903.78	0.02	272.63
6	24	106.71	10926.30	9122724.00	0.02	212.47
5	21	87.70	10926.30	6876482.26	0.01	160.15
4	18	69.92	10926.30	4961949.90	0.01	115.56
3	15	53.49	11077.50	3419865.18	0.01	79.65
2	12	38.54	11077.50	2132398.85	0.00	49.66
1	9	25.25	11077.50	1159835.19	0.00	27.01
Dasar	3	5.02	14907.42	152538.59	0.00	3.55
Basement	0	-	-	-	-	-
<b>Total</b>		<b>3956.35</b>	<b>228756.8125</b>	<b>512089195.90</b>	<b>1.00</b>	<b>11926.50</b>

### 3. Kontrol Gaya Geser Gempa (*Base Reaction*)

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4, nilai akhir  $V_{dinamik}$  harus lebih besar sama dengan 85%  $V_{statik}$ . Maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan sebagai berikut:

$$V_{dinamik} \geq 0.85V_{statik}$$

Maka nilai *base reaction* respon spectrum hasil analisis menggunakan program bantu analisis struktur dapat dilihat pada Tabel 4.17

**Tabel 4.17** Nilai Base Reaction

	$F_x$ (kN)	$F_y$ (kN)
<i>RSPX</i>	6588.95	
<i>RSPY</i>		6778.79

Berdasarkan SNI 1726: 2012 Pasal 7.9.4, gaya dasar ( $V$ ) yang ditentukan dengan menggunakan persamaan 21 pada SNI 1726:2012 harus dihitung dalam masing-masing dua arah horizontal orthogonal dengan menggunakan perioda fundamental struktur dari hasil analisis struktur menggunakan komputer ( $T_c$ ) seperti yang diperlihatkan pada Tabel 4.18.

**Tabel 4.18** Gaya Dasar ( $V$ ) Pada masing-masing Arah

	$T$ (detik)	$V$ (kN)	$0.85V$ (kN)
Sumbu X	1.439	11445,79	9728,92
Sumby Y	1.381	11926,50	10137,52

Maka didapatkan kontrol *base reaction* terhadap  $0.85V_{statik}$  seperti diperlihatkan pada Tabel 4.19.

**Tabel 4.19** Kontrol Base Reaction

	$F_x$	$F_y$	Kontrol	
			$F_x$	$F_y$
$V_{dinamik}$	6588.95		Not OK	
$0.85V_{statik}$	9728,92			
$V_{dinamik}$		6778.79		Not OK
$0.85V_{statik}$		10137,52		

Sebagaimana yang diperlihatkan pada Tabel 4.19 karena kontrol tidak memenuhi persyaratan  $V_{dinamik} \geq 0.85V_{statik}$ , maka spektra respon desain pada analisis struktur harus dikalikan faktor skala yang ditentukan dengan  $\frac{0.85V_{statik}}{V_{dinamik}}$  pada masing-masing arah, sehingga persyaratan  $V_{dinamik} \geq 0.85V_{statik}$  terpenuhi. Besarnya faktor skala tersebut diperlihatkan pada Tabel 4.20.

**Tabel 4.20** Faktor Skala Gempa Dinamik

	Fx	Fy	Faktor Skala	
			Fx	Fy
$V_{dinamik}$	6588.95		1.48	
$0.85V_{statik}$	9728,92			
$V_{dinamik}$		6778.79		1.50
$0.85V_{statik}$		10137,52		

Setelah diperoleh faktor skala masing-masing arah pembebanan, selanjutnya dilakukan analisis ulang dengan mengalikan faktor skala yang diperoleh diatas pada *scale factor respons spectra*. Kemudian diperoleh hasil yang diperlihatkan pada Tabel 4.21.

**Tabel 4.21** Gempa Dinamik Dengan Faktor Skala

	Fx	Fy	Kontrol Akhir	
			Fx	Fy
$V_{dinamik}$	11135.33		OK	
$0.85V_{statik}$	9728,92			
$V_{dinamik}$		11523.94		OK
$0.85V_{statik}$		10137,52		

Berdasarkan Tabel 4.21 setelah dilakukan analisis ulang maka gempa dinamik telah memenuhi persyaratan pada SNI 1726:2021 Ps. 7.9.4.

#### 4. Jumlah Respon Ragam

Untuk mendapatkan hasil analisis struktur yang baik, analisis yang dilakukan harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi minimal 90 dari massa aktual dari masing-masing arah horizontal orthogonal dari respon yang ditinjau model (SNI 1726:2012 pasal 7.9.1). Dari hasil analisis struktur, diketahui partisipasi massa telah mencapai minimal 90% .

**Tabel 4.22** Jumlah Respon Ragam

Case	Mode	Period	Sum UX	Sum UY
		sec		
Modal	1	1.439	0.7599	7.17E-06
Modal	2	1.381	0.7599	0.7022
Modal	3	1.27	0.7602	0.7073
Modal	4	0.459	0.8839	0.7073
Modal	5	0.392	0.8839	0.8584
Modal	6	0.37	0.8839	0.8611
Modal	7	0.24	0.9226	0.8611
Modal	8	0.186	0.9226	0.9139
Modal	9	0.179	0.9226	0.915
Modal	10	0.151	0.94	0.915
Modal	11	0.112	0.94	0.9391
Modal	12	0.108	0.94	0.9394

Dari tabel di atas, didapat partisipasi massa arah X sebesar >90% pada moda ke 7 dan partisipasi massa arah Y >90% pada moda ke 8. Maka dapat disimpulkan analisis struktur yang sudah dilakukan telah memenuhi syarat yang terdapat pada SNI 1726:2012 pasal 7.9.1 yaitu partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90%.

#### 5. Kontrol Sistem Ganda

Menurut SNI 1726:2012 bahwa sistem rangka pemikul momen harus memikul minimum 25% dari beban geser nominal total yang bekerja pada struktur bangunan.

Maka harus memeriksa persentase antara base shears yang dihasilkan oleh SRPM dan shearwall dari masing-masing kombinasi pembebanan gempa seperti yang terlihat pada tabel berikut:

**Tabel 4.23** Kontrol *Dual System* SRPM dan *shearwall*

Kombinasi Pembebanan	Reaksi Dalam Menahan Gempa (kN)				Persentase Dalam Menahan Gempa (%)			
	FX		FY		FX		FY	
	SRPM	SW	SRPM	SW	SRPM	SW	SRPM	SW
RSP X Max	1684.29	4446.13	677.33	1905.24	27.47%	72.53%	26.23%	73.77%
RSP Y Max	865.94	2419.04	1768.96	4787.71	26.36%	73.64%	26.98%	73.02%

Dari output ETABS pada tabel diatas, dapat dilihat bahwa persentase dari SRPM nilainya lebih besar dari 25%, sehingga konfigurasi struktur gedung ini telah memenuhi syarat sebagai struktur *Dual System* berdasarkan SNI 1726:2012.

## 6. Kontrol Simpangan Antar Lantai

Berdasarkan SNI 1726:2012 kontrol drift dan syarat drift harus ditentukan berdasarkan perumusan 34 pada SNI 1726:2012 Pasal 7.8.6 yaitu sebagai berikut :

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I}$$

Dimana:

$\delta x$  = Defleksi pada lantai ke-x

$\delta_{xe}$  = Simpangan antar lantai

$C_d$  = Faktor pembesaran defleksi

$I$  = Faktor keutamaan gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.3 untuk memenuhi persyaratan simpangan digunakan rumus :

$$\Delta_i \leq \Delta_a$$

Dimana :

$\Delta_i$  = Simpangan yang terjadi

$\Delta_a$  = Simpangan ijin antar lantai ( $\Delta_{ijin} = 0.020 h_{sx}$ )



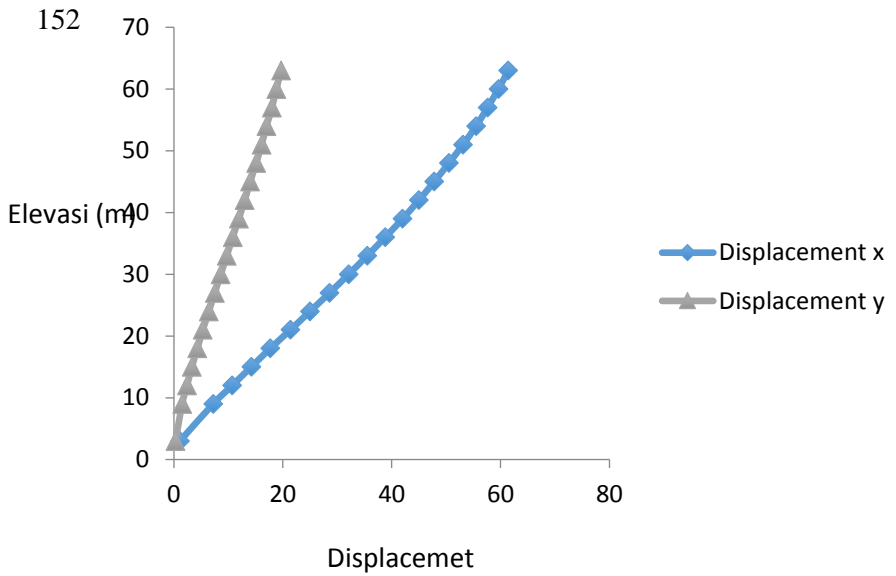
Hasil dari kontrol simpangan pada analisis struktur akibat gempa dinamik pada masing-masing arah diperlihatkan pada Tabel 4.24 dan Gambar 4.28 untuk arah X dan Tabel 4.25 untuk arah Y dan Gambar 4.29

**Tabel 4.24.** Kontrol simpangan antar lantai akibat gempa arah x

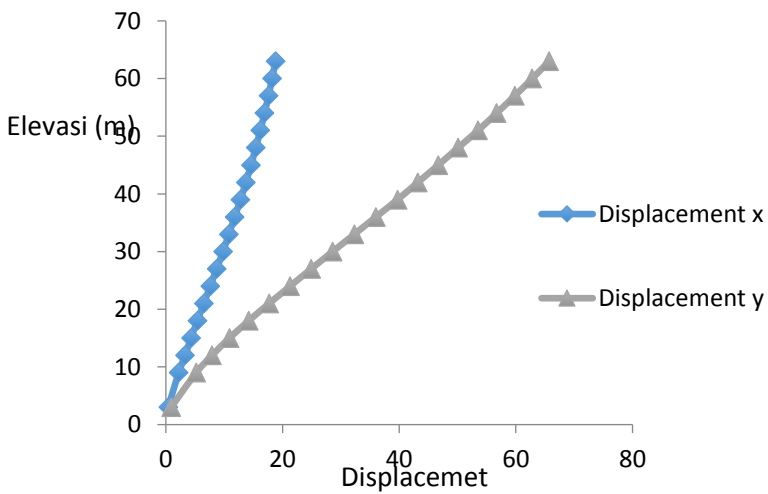
Lantai	Elevasi	$h_i$	Total Drift	$\delta_{xe}$	$\Delta$	$\Delta_a$ izin	Cek
	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Atap	63	3000	61.4	1.8	9.9	60	Oke
Lt.18	60	3000	59.6	2	11	60	Oke
Lt.17	57	3000	57.6	2.1	11.55	60	Oke
Lt.16	54	3000	55.5	2.4	13.2	60	Oke
Lt.15	51	3000	53.1	2.6	14.3	60	Oke
Lt.14	48	3000	50.5	2.7	14.85	60	Oke
Lt.13	45	3000	47.8	2.8	15.4	60	Oke
Lt.12	42	3000	45	3	16.5	60	Oke
Lt.11	39	3000	42	3.2	17.6	60	Oke
Lt.10	36	3000	38.8	3.3	18.15	60	Oke
Lt.9	33	3000	35.5	3.4	18.7	60	Oke
Lt.8	30	3000	32.1	3.5	19.25	60	Oke
Lt.7	27	3000	28.6	3.6	19.8	60	Oke
Lt.6	24	3000	25	3.6	19.8	60	Oke
Lt.5	21	3000	21.4	3.7	20.35	60	Oke
Lt.4	18	3000	17.7	3.5	19.25	60	Oke
Lt.3	15	3000	14.2	3.5	19.25	60	Oke
Lt.2	12	3000	10.7	3.5	19.25	60	Oke
Lt. 1	9	3000	7.2	6.1	33.55	60	Oke
Lt. Dasar	3	6000	1.1	1.1	6.05	120	Oke

**Tabel 4.25.**Kontrol simpangan antar lantai akibat gempa arah y

Lantai	Elevasi	$h_i$	Total Drift	$\delta_{xe}$	$\Delta$	$\Delta_a$ izin	Cek
	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Atap	63	3000	65.7	2.9	15.95	60	Oke
Lt.18	60	3000	62.8	3	16.5	60	Oke
Lt.17	57	3000	59.8	3.1	17.05	60	Oke
Lt.16	54	3000	56.7	3.2	17.6	60	Oke
Lt.15	51	3000	53.5	3.4	18.7	60	Oke
Lt.14	48	3000	50.1	3.4	18.7	60	Oke
Lt.13	45	3000	46.7	3.5	19.25	60	Oke
Lt.12	42	3000	43.2	3.5	19.25	60	Oke
Lt.11	39	3000	39.7	3.7	20.35	60	Oke
Lt.10	36	3000	36	3.7	20.35	60	Oke
Lt.9	33	3000	32.3	3.7	20.35	60	Oke
Lt.8	30	3000	28.6	3.7	20.35	60	Oke
Lt.7	27	3000	24.9	3.6	19.8	60	Oke
Lt.6	24	3000	21.3	3.6	19.8	60	Oke
Lt.5	21	3000	17.7	3.5	19.25	60	Oke
Lt.4	18	3000	14.2	3.3	18.15	60	Oke
Lt.3	15	3000	10.9	3	16.5	60	Oke
Lt.2	12	3000	7.9	2.7	14.85	60	Oke
Lt. 1	9	3000	5.2	4.3	23.65	60	Oke
Lt. Dasar	3	6000	0.9	0.9	4.95	120	Oke



**Gambar 4.28** Grafik Simpangan Gempa Arah-X



**Gambar 4.29** Grafik Simpangan Gempa Arah-Y

## 7. Kontrol Pengaruh P-Delta

Berdasarkan SNI 1726:2012 Ps 7.8.7 pengaruh P-delta harus diperhitungkan dengan menggunakan persamaan 35 pada SNI 1726:2012. Pengaruh P-delta tidak disyaratkan untuk diperhitungkan bila koefisien stabilitas ( $\theta$ )  $\leq 0.1$

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d}$$

Dimana :

$P_x$  = Beban vertikal total pada dan diatas tingkat-x, tanpa faktor beban (kN)

$\Delta$  = Simpangan antar lantai tingkat yang terjadi secara serentak dengan  $V_x$  (mm)

$I_e$  = Faktor keutamaan gempa

$V_x$  = Gaya geser seismik yang bekerja antar tingkat x dan x-1 (kN)

$h_{sx}$  = Tinggi tingkat dibawah tingkat x, (mm)

$C_d$  = Faktor pembesaran defleksi

Berdasarkan persamaan diatas didapatkan hasil perhitungan koefisien stabilitas yang diperlihatkan pada Tabel 4.26 dan Tabel 4.27

**Tabel 4.26** Perhitungan koefisien stabilitas ( $\theta$ ) arah X

Story	Story Drift (m)	Ie	hsx (mm)	cd	V <sub>x</sub> (kN)	Beban P <sub>x</sub> (kN)	Stability Ratio ( $\theta$ )	Cek
Atap	9.900	1	3000	5.5	1039.95	19678.34	0.0011	OK
18	11.000	1	3000	5.5	1135.79	21247.80	0.0012	OK
17	11.550	1	3000	5.5	1053.32	21247.80	0.0014	OK
16	13.200	1	3000	5.5	972.87	21247.80	0.0017	OK
15	14.300	1	3000	5.5	894.49	21247.80	0.0021	OK
14	14.850	1	3000	5.5	818.25	23386.20	0.0026	OK
13	15.400	1	3000	5.5	894.01	25524.60	0.0027	OK
12	16.500	1	3000	5.5	807.82	25524.60	0.0032	OK
11	17.600	1	3000	5.5	724.47	25524.60	0.0038	OK
10	18.150	1	3000	5.5	644.07	25524.60	0.0044	OK
9	18.700	1	3000	5.5	566.77	23688.60	0.0047	OK
8	19.250	1	3000	5.5	421.81	21852.60	0.0060	OK
7	19.800	1	3000	5.5	361.31	21852.60	0.0073	OK
6	19.800	1	3000	5.5	303.89	21852.60	0.0086	OK
5	20.350	1	3000	5.5	249.74	21852.60	0.0108	OK
4	19.250	1	3000	5.5	199.12	22003.80	0.0129	OK
3	19.250	1	3000	5.5	154.43	22155.00	0.0167	OK
2	19.250	1	3000	5.5	111.25	22155.00	0.0232	OK
1	33.550	1	3000	5.5	72.90	25984.92	0.0725	OK
Base	6.050	1	6000	5.5	19.52	14907.42	0.0140	OK

Berdasarkan hasil perhitungan di atas didapatkan bahwa koefisien stabilitas arah X ( $\theta_x$ ) < 0.1 sehingga pengaruh P-delta tidak perlu diperhitungkan.

**Tabel 4.27** Perhitungan koefisien stabilitas arah Y ( $\theta_y$ )

Story	Story Drift	Ie	hsx	cd	V (kN)	Beban P (kN)	Stability Ratio ( $\theta$ )	Cek
	(m)		(mm)					
Atap	15.950	1	3000	5.5	1358.00	19678.34	0.0014	OK
18	16.500	1	3000	5.5	1437.04	21247.80	0.0015	OK
17	17.050	1	3000	5.5	1289.18	21247.80	0.0017	OK
16	17.600	1	3000	5.5	1149.76	21247.80	0.0020	OK
15	18.700	1	3000	5.5	1018.73	21247.80	0.0024	OK
14	18.700	1	3000	5.5	896.04	23386.20	0.0030	OK
13	19.250	1	3000	5.5	938.95	25524.60	0.0032	OK
12	19.250	1	3000	5.5	811.36	25524.60	0.0037	OK
11	20.350	1	3000	5.5	693.56	25524.60	0.0045	OK
10	20.350	1	3000	5.5	585.46	25524.60	0.0054	OK
9	20.350	1	3000	5.5	486.98	23688.60	0.0060	OK
8	20.350	1	3000	5.5	340.75	21852.60	0.0079	OK
7	19.800	1	3000	5.5	272.63	21852.60	0.0096	OK
6	19.800	1	3000	5.5	212.47	21852.60	0.0123	OK
5	19.250	1	3000	5.5	160.15	21852.60	0.0159	OK
4	18.150	1	3000	5.5	115.56	22003.80	0.0209	OK
3	16.500	1	3000	5.5	79.65	22155.00	0.0278	OK
2	14.850	1	3000	5.5	49.66	22155.00	0.0401	OK
1	23.650	1	3000	5.5	27.01	25984.92	0.0919	OK
Base	4.950	1	6000	5.5	3.55	14907.42	0.0629	OK

Berdasarkan hasil perhitungan di atas didapatkan bahwa koefisien stabilitas arah Y ( $\theta_y$ )  $< 0.1$  sehingga pengaruh P-delta tidak perlu diperhitungkan.

## 8. Kontrol Eksentrisitas dan Torsi

Torsi berdasarkan SNI 1726:2012 terdiri dari torsi bawaan dan torsi tak terduga, Eksentrisitas dari torsi bawaan dapat dilihat melalui ETABS, Berikut merupakan data eksentrisitas dari torsi bawaan yang didapat melalui *software* ETABS Untuk masing-masing arah. Dari program bantu analisis didapat nilai pusat massa ( $X_{CM}$  dan  $Y_{CM}$ ), serta pusat rotasi ( $X_{CR}$  dan  $Y_{CR}$ ) yang diperlihatkan pada Tabel 4.28. Dari nilai-nilai ini dapat diketahui besarnya eksentrisitas pusat massa dan pusat kekakuan ( $e_x$ , dan  $e_y$ ).

**Tabel 4.28** Output ETABS Eksentrisitas Torsi Bawaan

Story	Pusat Massa		Pusat Rotasi		Eksentrisitas	
	XCM	YCM	XCR	YCR	eX	eY
	m	m	m	m	m	m
Base	28.62	17.74	28.83	17.56	-0.22	0.18
Story1	28.31	17.77	28.62	17.83	-0.31	-0.06
Story2	28.57	18.06	28.60	17.82	-0.02	0.23
Story3	28.33	17.80	28.56	17.80	-0.23	0.01
Story4	28.33	17.81	28.52	17.78	-0.18	0.04
Story6	28.34	17.83	28.43	17.73	-0.09	0.09
Story5	28.60	18.11	28.47	17.75	0.13	0.36
Story7	28.34	17.83	28.39	17.72	-0.05	0.11
Story8	28.34	17.83	28.36	17.70	-0.02	0.12
Story9	28.34	17.83	28.33	17.70	0.01	0.13
Story10	28.34	17.83	28.30	17.69	0.04	0.14
Story11	28.34	17.83	28.27	17.69	0.07	0.14
Story12	28.34	17.83	28.25	17.69	0.09	0.14
Story13	28.34	17.83	28.23	17.69	0.11	0.14
Story14	28.35	17.84	28.22	17.70	0.13	0.14
Story15	28.35	17.85	28.20	17.71	0.15	0.14
Story16	28.35	17.85	28.18	17.73	0.17	0.12
Story17	28.35	17.85	28.17	17.74	0.18	0.10
Story18	28.35	17.85	28.16	17.76	0.19	0.09
Story19	28.52	18.06	28.14	17.77	0.37	0.29

Eksentrisitas dari torsi tak terduga adalah eksentrisitas tambahan sebesar 5% dari dimensi arah tegak lurus panjang bentang struktur bangunan dimana gaya gempa bekerja. Pada tabel 4.29 dapat dilihat data eksentrisitas tak terduga.

**Tabel 4.29** Output ETABS Eksentrisitas Torsi Bawaan

LANTAI	Panjang Bentang Total Sumbu Lx (mm)	Panjang Bentang Total Sumbu Ly (m)	0.05 Lx (m)	0.05 Ly (m)
Base	56	27.5	2.8	1.375
Story1	56	27.5	2.8	1.375
Story2	56	27.5	2.8	1.375
Story3	56	27.5	2.8	1.375
Story4	56	27.5	2.8	1.375
Story6	56	27.5	2.8	1.375
Story5	56	27.5	2.8	1.375
Story7	56	27.5	2.8	1.375
Story8	56	27.5	2.8	1.375
Story9	56	27.5	2.8	1.375
Story10	56	27.5	2.8	1.375
Story11	56	27.5	2.8	1.375
Story12	56	27.5	2.8	1.375
Story13	56	27.5	2.8	1.375
Story14	56	27.5	2.8	1.375
Story15	56	27.5	2.8	1.375
Story16	56	27.5	2.8	1.375
Story17	56	27.5	2.8	1.375
Story18	56	27.5	2.8	1.375
Story19	56	27.5	2.8	1.375

Eksentrisitas torsi tak terduga harus dikalikan dengan faktor pembesaran momen torsi tak terduga (A) ditentukan dari persamaan berikut.

$$A = (\delta_{max} / (1,2 \delta_{avg}))^2 \geq 1$$



Untuk mengetahui faktor amplifikasi ( $A_x$ ), dicari nilai  $\delta_{\max}$ ,  $\delta_{\min}$ ,  $\delta_{\text{avg}}$ , dengan besar nilai  $\delta_{\text{avg}}$  adalah:

$$\delta_{\text{avg}} = (\delta_{\max} + \delta_{\min})/2$$

Nilai-nilai  $\delta_{\max}$ ,  $\delta_{\min}$ ,  $\delta_{\text{avg}}$  diambil dari kombinasi pembebanan terbesar atau kombinasi *envelope*. Nilai dari  $\delta_{\max}$ ,  $\delta_{\min}$ ,  $\delta_{\text{avg}}$  dan  $A_x$  untuk pembebanan gempa arah x / sumbu-x dominan didapat dari *software* ETABS terdapat dalam Tabel 4.30 dan Tabel 4.31.

**Tabel 4.30** Nilai dari  $\delta_{\max}$ ,  $\delta_{\min}$ ,  $\delta_{\text{avg}}$  untuk gempa arah X dominan

Story	$\delta_{\max}$ (mm)	$\delta_{\min}$ (mm)	$\delta_{\text{avg}}$ (mm)	$1.2\delta_{\text{avg}}$ (mm)	$A_x$	CEK
Story19	61.40	60.00	60.70	72.84	0.71	Tanpa Ketidakberaturan torsi
Story18	59.60	58.20	58.90	70.68	0.71	Tanpa Ketidakberaturan torsi
Story17	57.60	56.40	57.00	68.40	0.71	Tanpa Ketidakberaturan torsi
Story16	55.50	54.30	54.90	65.88	0.71	Tanpa Ketidakberaturan torsi
Story15	53.10	51.90	52.50	63.00	0.71	Tanpa Ketidakberaturan torsi
Story14	50.50	49.50	50.00	60.00	0.71	Tanpa Ketidakberaturan torsi
Story13	47.80	46.80	47.30	56.76	0.71	Tanpa Ketidakberaturan torsi
Story12	45.00	44.00	44.50	53.40	0.71	Tanpa Ketidakberaturan torsi
Story11	42.00	41.00	41.50	49.80	0.71	Tanpa Ketidakberaturan torsi
Story10	38.80	38.00	38.40	46.08	0.71	Tanpa Ketidakberaturan torsi
Story9	35.50	34.70	35.10	42.12	0.71	Tanpa Ketidakberaturan torsi
Story8	32.10	31.50	31.80	38.16	0.71	Tanpa Ketidakberaturan torsi
Story7	28.60	28.00	28.30	33.96	0.71	Tanpa Ketidakberaturan torsi
Story6	25.00	24.60	24.80	29.76	0.71	Tanpa Ketidakberaturan torsi
Story5	21.40	21.00	21.20	25.44	0.71	Tanpa Ketidakberaturan torsi
Story4	17.70	17.50	17.60	21.12	0.70	Tanpa Ketidakberaturan torsi
Story3	14.20	14.00	14.10	16.92	0.70	Tanpa Ketidakberaturan torsi
Story2	10.70	10.50	10.60	12.72	0.71	Tanpa Ketidakberaturan torsi
Story1	7.20	7.20	7.20	8.64	0.69	Tanpa Ketidakberaturan torsi
Base	1.10	1.10	1.10	1.32	0.69	Tanpa Ketidakberaturan torsi

**Tabel 4.31** Nilai dari  $\delta_{\max}$ ,  $\delta_{\min}$ ,  $\delta_{\text{avg}}$  untuk gempa arah Y dominan

LANTAI	$\delta_{\max}$ (mm)	$\delta_{\min}$ (mm)	$\delta_{\text{avg}}$ (mm)	$1.2\delta_{\text{avg}}$ (mm)	Ay	CEK
Story19	65.70	57.70	61.70	74.04	0.79	Tanpa Ketidakberaturan torsi
Story18	62.80	55.20	59.00	70.80	0.79	Tanpa Ketidakberaturan torsi
Story17	59.80	52.60	56.20	67.44	0.79	Tanpa Ketidakberaturan torsi
Story16	56.70	49.70	53.20	63.84	0.79	Tanpa Ketidakberaturan torsi
Story15	53.50	46.70	50.10	60.12	0.79	Tanpa Ketidakberaturan torsi
Story14	50.10	43.70	46.90	56.28	0.79	Tanpa Ketidakberaturan torsi
Story13	46.70	40.70	43.70	52.44	0.79	Tanpa Ketidakberaturan torsi
Story12	43.20	37.60	40.40	48.48	0.79	Tanpa Ketidakberaturan torsi
Story11	39.70	34.30	37.00	44.40	0.80	Tanpa Ketidakberaturan torsi
Story10	36.00	31.00	33.50	40.20	0.80	Tanpa Ketidakberaturan torsi
Story9	32.30	27.70	30.00	36.00	0.81	Tanpa Ketidakberaturan torsi
Story8	28.60	24.40	26.50	31.80	0.81	Tanpa Ketidakberaturan torsi
Story7	24.90	21.10	23.00	27.60	0.81	Tanpa Ketidakberaturan torsi
Story6	21.30	17.70	19.50	23.40	0.83	Tanpa Ketidakberaturan torsi
Story5	17.70	14.70	16.20	19.44	0.83	Tanpa Ketidakberaturan torsi
Story4	14.20	11.60	12.90	15.48	0.84	Tanpa Ketidakberaturan torsi
Story3	10.90	8.90	9.90	11.88	0.84	Tanpa Ketidakberaturan torsi
Story2	7.90	6.10	7.00	8.40	0.88	Tanpa Ketidakberaturan torsi
Story1	5.20	3.80	4.50	5.40	0.93	Tanpa Ketidakberaturan torsi
Base	0.90	0.90	0.90	1.08	0.69	Tanpa Ketidakberaturan torsi

Tipe dari ketidakberaturan torsi yang ditentukan berdasarkan defleksi maksimum ( $\delta_{\max}$ ) dan defleksi rata-rata ( $\delta_{\text{avg}}$ ):

1.  $\delta_{\max} < 1,2 \delta_{\text{avg}}$  = Tanpa ketidakberaturan torsi
2.  $1,2 \delta_{\max} [\delta_{\max} < 1,4 \delta_{\text{avg}}]$  = ketidakberaturan torsi 1a
3.  $\delta_{\max} > 1,4 \delta_{\text{avg}}$  = Ketidak beraturan torsi 1b

Dilihat dari Table 6.26 dan 6.27 tersebut terlihat bahwa  $\delta_{\max} < 1,2 \delta_{\text{avg}}$ , sehingga struktur bangunan tersebut termasuk kedalam kategori tanpa ketidakberaturan torsi dengan faktor amplifikasi ( $A_x < 1.2$ ). perhitungan eksentrisitas dihitung masing masing arah x (edx) dan y (edy). Dengan persamaan sebagai berikut:

- $edx = e_{0x} + [0,05 L_x ][A_x]$
- $edx = e_{0x} - [0,05 L_x ][A_x]$
- $edx = e_{0y} + [0,05 L_y ][A_y]$
- $edx = e_{0y} - [0,05 L_y ][A_y]$

Perhitungan penentuan eksentrisitas desain arah x / sumbu-x (edx) dapat dilihat pada Tabel 4.32 dan Tabel 4.33

**Tabel 4.32** Perhitungan Untuk Penentuan Eksentrisitas Desain pada arah sumbu X (edx)

LANTAI	EKSENTRISITAS	0.05 L <sub>x</sub> (m)	Ax	Edx(m)	Edx(m)
	( e )				
	X(m)				
Base	-0.22	2.80	0.71	1.77	-1.48
Story1	-0.31	2.80	0.71	1.68	-1.50
Story2	-0.02	2.80	0.71	1.96	-1.41
Story3	-0.23	2.80	0.71	1.76	-1.48
Story4	-0.18	2.80	0.71	1.81	-1.47
Story6	-0.09	2.80	0.71	1.89	-1.43
Story5	0.13	2.80	0.71	2.12	-1.37
Story7	-0.05	2.80	0.71	1.93	-1.43
Story8	-0.02	2.80	0.71	1.97	-1.42
Story9	0.01	2.80	0.71	2.00	-1.40
Story10	0.04	2.80	0.71	2.03	-1.40
Story11	0.07	2.80	0.71	2.05	-1.38
Story12	0.09	2.80	0.71	2.08	-1.38
Story13	0.11	2.80	0.71	2.09	-1.36
Story14	0.13	2.80	0.71	2.11	-1.36
Story15	0.15	2.80	0.70	2.12	-1.34
Story16	0.17	2.80	0.70	2.14	-1.34
Story17	0.18	2.80	0.71	2.16	-1.35
Story18	0.19	2.80	0.69	2.14	-1.29
Story19	0.37	2.80	0.69	2.32	-1.24

**Tabel 4.33** Perhitungan Untuk Penentuan Eksentrisitas Desain pada arah sumbu Y (edy)

LANTAI	EKSENTRISITAS	0.05 Ly(m)	Ay	edy	edy
	( e )				
	Y(m)				
Base	0.18	1.38	0.79	1.27	-0.81
Story1	-0.06	1.38	0.79	1.02	-0.86
Story2	0.23	1.38	0.79	1.32	-0.80
Story3	0.01	1.38	0.79	1.09	-0.85
Story4	0.04	1.38	0.79	1.13	-0.85
Story6	0.09	1.38	0.79	1.18	-0.84
Story5	0.36	1.38	0.79	1.35	-0.79
Story7	0.11	1.38	0.79	1.20	-0.84
Story8	0.12	1.38	0.80	1.22	-0.85
Story9	0.13	1.38	0.80	1.24	-0.86
Story10	0.14	1.38	0.81	1.25	-0.86
Story11	0.14	1.38	0.81	1.25	-0.87
Story12	0.14	1.38	0.81	1.26	-0.88
Story13	0.14	1.38	0.83	1.28	-0.92
Story14	0.14	1.38	0.83	1.28	-0.92
Story15	0.14	1.38	0.84	1.29	-0.95
Story16	0.12	1.38	0.84	1.28	-0.96
Story17	0.10	1.38	0.88	1.32	-1.06
Story18	0.09	1.38	0.93	1.36	-1.18
Story19	0.29	1.38	0.69	1.24	-0.58

#### 4.4 Perencanaan Struktur Primer

Struktur primer adalah suatu struktur yang mempunyai peranan penting terhadap suatu gedung. Pada tugas akhir ini menggunakan sistem ganda, yaitu sistem struktur dengan rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap, sedangkan beban lateral yang diakibatkan oleh gempa dipikul oleh sistem rangka pemikul momen dan dinding geser.

Di dalam perencanaan gedung dengan menggunakan sistem ganda, rangka pemikul momen harus mampu menahan gaya lateral paling sedikit 25%. tahanan gaya gempa total harus disediakan oleh rangka pemikul momen dan dinding geser (*shear wall*), dengan distribusi yang proporsional terhadap kekakuannya . Berdasarkan nilai Kategori Desain Seismik (KDS) D, maka struktur primer di desain menggunakan aturan perencanaan beton untuk SRPMK (Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus). Struktur primer yang direncanakan yaitu,

1. Balok Induk
2. Kolom
3. Hubungan Balok Kolom
4. Dinding Geser (*Shearwall*)

#### **4.4.1 Perencanaan Balok Induk**

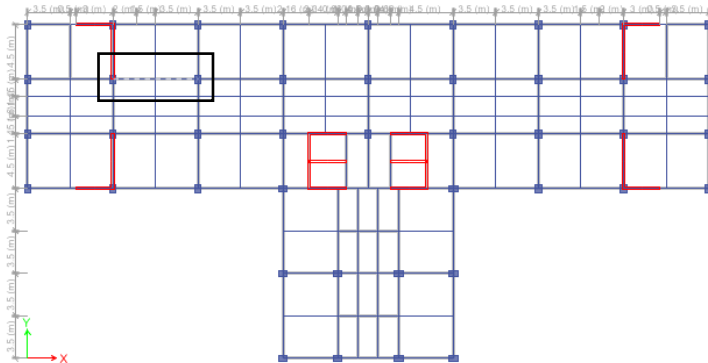
Balok merupakan salah satu komponen rangka pada Sistem Rangka Pemikul Momen sehingga harus direncanakan sebaik mungkin agar tidak terjadi kegagalan struktur dan dapat menjamin keamanan bagi penghuninya. Komponen balok sebagai rangka pemikul momen selain bertugas menerima beban gravitasi mati dan hidup, balok induk ini juga menerima beban akibat gaya gempa yang terjadi.

Perbitungan tulangan balok induk dibagi menjadi 2 type berdasarkan bentang 7m dan bentang 5m. Tujuan pendesainan seperti ini dapat mempermudah dan mempercepat proses pelaksanaan. Perancangan penulangan balok mengacu pada SNI 2847:2013 pasal 21 mengenai ketentuan khusus untuk perencanaan gempa.

Perhitungan balok induk pracetak dikontrol terhadap tiga kondisi, yaitu penulangan sebelum komposit, saat *overtopping* dan setelah komposit. Dari tiga kondisi tersebut nantinya akan dipilih tulangan yang lebih kritis untuk digunakan pada penulangan balok induk.

#### 4.4.1.2 Pembebanan Balok Induk

Denah lokasi Balok induk B1 As E ; 2-3 ditunjukkan pada Gambar 4.30.



**Gambar 4.30** Lokasi Peninjauan Balok Induk B1 As E ; 2-3

#### 1. Pembebanan Sebelum Komposit

Balok pracetak pada saat sebelum komposit dihitung sebagai balok sederhana pada tumpuan dua sendi. Pembebanan pada balok induk sebelum komposit konsepnya sama dengan pembebanan balok induk sesudah komposit yang telah dihitung sebelumnya. Perhitungan untuk pembebanan merata pada balok induk menggunakan konsep tributari area. Berikut ini merupakan beban merata (q) yang terjadi pada balok :

##### Beban mati

$$\text{Berat sendiri pelat pracetak} = 0,07 \times 24 = 1,68 \text{ kN/m}^2$$

##### Beban hidup

$$\text{Beban pekerja} = 1,92 \text{ kN/m}^2$$

**Beban balok anak**

$$L_x = 700 - \left( \frac{40}{2} + \frac{40}{2} + \frac{30}{2} \right) = 645 \text{ cm}$$

$$l_y = 450 - \left( \frac{40}{2} + \frac{30}{2} \right) = 415 \text{ cm}$$

■ **Beban mati**

$$\text{Berat balok anak} = 0,30 \times 0,38 \times 24 = 2,74 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat ekuivalen} &= \frac{1}{2} \times q \times l_y \times \left( 1 - \frac{1}{2} \times \left( \frac{l_y}{l_x} \right) \right) \\ &= \frac{1}{2} \times 1,68 \times 4,15 \times \left( 1 - \frac{1}{2} \times \left( \frac{4,15}{6,45} \right) \right) \\ &= 2,37 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Total beban mati balok anak (Qd)

$$= 2,74 + 2,37 = 5,11 \text{ kN/m}$$

■ **Beban hidup**

$$\begin{aligned} \text{Berat ekuivalen pelat} &= \frac{1}{2} \times q \times l_y \times \left( 1 - \frac{1}{2} \times \left( \frac{l_y}{l_x} \right) \right) \\ &= \frac{1}{2} \times 1,92 \times 4,15 \times \left( 1 - \frac{1}{2} \times \left( \frac{4,15}{6,45} \right) \right) \\ &= 2,70 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\text{Qu1} = 1,2 \text{ D} + 1,6 \text{ L}$$

$$= 1,2 (5,11) + 1,6 (2,70) = 10,45 \text{ kN/m}$$

Kemudian berat total dari balok anak ini dijadikan sebagai beban terpusat (P<sub>D</sub>) pada saat pembebanan balok induk.

$$\text{Balok anak memanjang} = 0,30 \times 0,38 \times 24 = 2,74 \text{ kN/m}$$

$$\text{Qu2} = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$$

$$= 1,2 \times 2,74 + 0 = 3,29 \text{ kN/m}$$

$$\text{Pu1} = 10,45 \text{ kN/m} \times 4,5 \text{ m} = 61,83 \text{ kN}$$

$$\text{Pu2} = 3,29 \text{ kN/m} \times 7 \text{ m} = \underline{\underline{23,03 \text{ kN}}}$$

$$P_u \text{ tot} = 84,86 \text{ kN}$$

### **Beban pada balok induk**

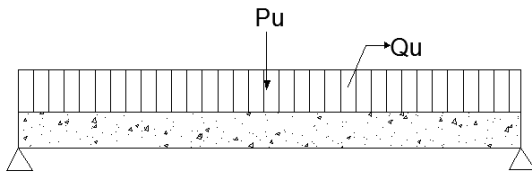
Beban yang terjadi pada balok induk adalah berat sendiri balok induk dan berat ekuivalen pelat.

$$\text{Berat balok induk} = 0,4 \times 0,48 \times 24 = 4,61 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat ekuivalen pelat} &= \frac{1}{4} \times q \times l_y \\ &= \frac{1}{4} \times 1,68 \times 6,450 \\ &= 2,70 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\text{Total beban mati BI (Qd)} = 4,61 + 2,70 = 7,31 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} Q_u &= 1,2D \\ &= 1,2 \times 7,31 \\ &= 8,77 \text{ kN/m} \end{aligned}$$



**Gambar 4.31** Pembebanan Balok Induk Sebelum Komposit

$$\begin{aligned} M_u &= \left( \frac{1}{8} \times Q_u \times L^2 \right) + \left( \frac{1}{4} \times P_u \times L \right) \\ &= \left( \frac{1}{8} \times 8,77 \times 7^2 \right) + \left( \frac{1}{4} \times 84,86 \times 7 \right) \\ &= 202,22 \text{ kNm} \end{aligned}$$

## **2. Pembebanan Saat Overtopping**

beban merata (q) yang terjadi pada balok :

### **Beban mati**

$$\text{Berat sendiri pelat pracetak} = 0,12 \times 24 = 2,88 \text{ kN/m}^2$$



**Beban balok anak**

$$L_x = 700 - \left( \frac{40}{2} + \frac{40}{2} + \frac{30}{2} \right) = 645 \text{ cm}$$

$$l_y = 450 - \left( \frac{40}{2} + \frac{30}{2} \right) = 415 \text{ cm}$$

▪ **Beban mati**

$$\text{Berat balok anak} = 0,30 \times 0,5 \times 24 = 3,60 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat ekivalen} &= \frac{1}{2} \times q \times l_y \times \left( 1 - \frac{1}{2} \times \left( \frac{l_y}{l_x} \right) \right) \\ &= \frac{1}{2} \times 2,88 \times 4,15 \times \left( 1 - \frac{1}{2} \times \left( \frac{4,15}{6,45} \right) \right) \\ &= 4,05 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Total beban mati balok anak (Qd)

$$= 3,60 + 4,65 = 8,25 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Qu1} &= 1,2 D + 1,6 L \\ &= 1,2 (8,25) + 1,6 (0) = 9,90 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\text{Balok anak memanjang} = 0,30 \times 0,5 \times 24 = 3,60 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Qu2} &= 1,2DL + 1,6LL \\ &= 1,2 \times 3,60 + 0 = 4,32 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Kemudian berat total dari balok anak ini dijadikan sebagai beban terpusat ( $P_D$ ) pada saat pembebanan balok induk.

$$P_{u1} = 9,90 \text{ kN/m} \times 4,5 \text{ m} = 44,50 \text{ kN}$$

$$P_{u2} = 4,32 \text{ kN/m} \times 7 \text{ m} = \underline{30,24 \text{ kN}}$$

$$P_{u \text{ tot}} = 74,74 \text{ kN}$$

**Beban pada balok induk**

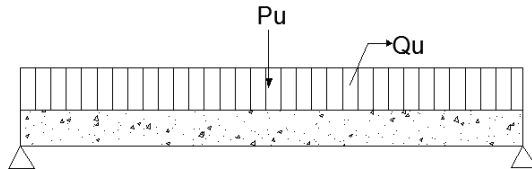
Beban yang terjadi pada balok induk adalah berat sendiri balok induk dan berat ekuivalen pelat.

$$\text{Berat balok induk} = 0,40 \times 0,60 \times 24 = 5,760 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat ekivalen pelat} &= \frac{1}{4} \times q \times l_x \\
 &= \frac{1}{4} \times 3,6 \times 6,450 \\
 &= 5,85 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Total beban mati BI (Qd) = 5,760 + 5,85 = 11,61 kN/m

$$\begin{aligned}
 Q_u &= 1,2D \\
 &= 1,2 \times 11,61 \\
 &= 13,93 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$



**Gambar 4.32** Pembebanan Balok Induk Sebelum Komposit

$$\begin{aligned}
 M_u &= \left( \frac{1}{8} \times Q_u \times L^2 \right) + \left( \frac{1}{4} \times P_u \times L \right) \\
 &= \left( \frac{1}{8} \times 13,93 \times 7^2 \right) + \left( \frac{1}{4} \times 74,74 \times 7 \right) \\
 &= 216,12 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

### 3. Pembebanan Setelah Komposit

Pembebanan pada kondisi setelah komposit berlaku beban ultimate hasil dari analisis struktur dari program bantu ETABS.

$$\begin{aligned}
 M \text{ tumpuan} &= -291,832 \text{ kNm} \\
 M \text{ lapangan} &= +117,470 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

#### 4.4.1.3 Penulangan Lentur Balok Induk Interior 40/60

Data perencanaan yang diperlukan meliputi :

- Mutu beton ( $f_c'$ ) = 35 MPa
- Mutu baja ( $f_y$ ) = 400 MPa
- Dimensi balok = 40/60 cm
- Diameter tulangan utama = 19 mm

- Diameter tulangan sengkang = 13 mm
- Tebal *decking* = 40 mm

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= \frac{0,25\sqrt{f'c'}}{f_y} \geq \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{0,25\sqrt{35}}{400} \geq \frac{1,4}{400} \\ &= 0,0037 \geq 0,0035\end{aligned}$$

Maka dipakai  $\rho_{\min} = 0,0037$

### 1. Penulangan Sebelum Komposit

Dimensi balok = 40/48 cm

dx = 600 – 120 – 40 – 13 – (  $\frac{1}{2} \times 19$ ) = 418 mm

Mu = 202,22 kNm = 202220000 Nmm

Karena perletakan sebelum komposit dianggap sendi maka momennya adalah nol, namun tetap diberi penulangan tumpuan sebesar setengah dari penulangan lapangan.

### Penulangan Lentur

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{202220000}{0,9} = 224688888,90 \text{ Nmm} = 224,689 \text{ kNm}$$

### Kontrol tulangan rangkap atau tunggal

$M_n = 224688888,90 \text{ Nmm} = 224,689 \text{ kNm}$

$$C_b = \frac{600}{600 + f_y} \times d = \frac{600}{600 + 400} \times 416 = 249,6 \text{ mm}$$

$$C = 0,75 C_b = 187,875 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,8 \times 187,875 = 150,3 \text{ mm}$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot a = 0,85 \times 35 \times 400 \times 150,3 = 1788570 \text{ N} = 1788,570 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{C}{f_y} = \frac{1788570}{400} = 4471,425 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}M_{n1} &= A_s \times f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 4471,425 \times 400 \left( 418 - \frac{150,30}{2} \right) = 612316939,5 \text{ Nmm} \\ &= 612,317 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$Mn_1 = 612,317 \text{ kNm} > Mn = 224,689 \text{ kNm}$$

Maka hitung sebagai tulangan tunggal

$$R_n = \frac{Mn}{b \times dx^2} = \frac{224688888,90}{400 \times 418^2} = 3,221$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85f_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 35}{400} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3,221}{0,85 \times 35}} \right) = 0,00854 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,00854 > \rho_{\text{min}} = 0,0037$  dipakai  $\rho_{\text{perlu}}$  sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

#### Tulangan lentur Tarik

$$As_{\text{perlu}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,00854 \times 400 \times 418 = 1426,596 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{As_{\text{perlu}}}{AsD19} \\ &= \frac{1432,704}{283,39} = 5,034 \approx 6 \text{ buah} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 6D19 ( $As = 1700,31 \text{ mm}^2$ )

Jarak antar tulangan 1 lapis

$$\begin{aligned} S_{\text{maks}} &= \frac{b - (2 \times C) - (2 \times \phi v) - (n - \phi l)}{(n - 1)} = \frac{400 - (2 \times 40) - (2 \times 13) - (6 \times 19)}{(6 - 1)} \\ &= 36 > 25 \text{ mm} \dots \text{OK} \end{aligned}$$

#### Tulangan lentur tekan

$$As' = 0,5 \times As = 0,5 \times 1426,596 = 713,30 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan

3D19 ( $As = 850,155 > As'$ ) ..... OK

Kontrol penggunaan faktor reduksi

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \text{ pasang} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{1700,31 \times 400}{(0,85 \times 35 \times 400)} = 47,95 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{(35 - 28)}{7} = 0,80$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{47,95}{0,80} = 59,94$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_o \times (dx - c)}{c} = \frac{0,003 \times (418 - 59,94)}{59,94} = 0,018 > 0,005... \text{ OK}$$

- Kekuatan lentur nominal rencana

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \times A_s \text{ pasang} \times f_y \times d - \frac{a}{2} \\ &= 0,9 \times 1700,31 \times 400 \times (418 - \frac{47,95}{2}) \\ &= 240880358,45 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

- Kontrol kekuatan lentur nominal

$$\phi M_n > M_u$$

$$240880358,45 > 202220000 \text{ Nmm}$$

$$240,88 \text{ kNm} > 202,22 \text{ kNm} \quad \dots \text{OK}$$

## 2. Penulangan Saat *Overtopping*

Dimensi Balok Induk = 40/60

$$dx = 600 - 40 - 13 - (\frac{1}{2} \times 19) = 538 \text{ mm}$$

$$M_u = 216,12 \text{ kNm} = 216120000 \text{ Nmm}$$

### Penulangan Lentur

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{216120000}{0,9} = 240133333,30 \text{ Nmm} = 240,134 \text{ kNm}$$

### Kontrol tulangan rangkap atau tunggal

$$M_n = 240133333,30 \text{ Nmm} = 240,134 \text{ kNm}$$

$$C_b = \frac{600}{600 + f_y} \times d = \frac{600}{600 \times 400} \times 538 = 322,50 \text{ mm}$$

$$C = 0,75 C_b = 241,90 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,8 \times 241,90 = 192,96$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a = 0,85 \times 35 \times 400 \times 192,96 = 2296224 \text{ N} = 2296,224 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{C}{f_y} = \frac{2296224}{400} = 5740,56 \text{ mm}^2$$

$$M_{n1} = A_s \times f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 5740,56 \times 400 \left( 538 - \frac{192,96}{2} \right) = 1009236372 \text{ Nmm}$$

$$= 1009,236 \text{ kNm}$$

$$M_{n1} = 1009,236 \text{ kNm} > M_n = 240,134 \text{ kNm}$$

Maka hitung sebagai tulangan tunggal

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{240134000}{400 \times 538^2} = 2,08$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'_c}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 35}{400} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,08}{0,85 \times 35}} \right) = 0,0054$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0054 > \rho_{\text{min}} = 0,0037$  dipakai  $\rho_{\text{perlu}}$  sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

### Tulangan lentur Tarik

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0054 \times 400 \times 538 = 1158,894 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s \text{ perlu}}}{A_{sD19}}$$

$$= \frac{1158,894}{283,39} = 4,09 \approx 5 \text{ buah}$$

Digunakan tulangan lentur Tarik 5 ( $A_s = 1416,93 \text{ mm}^2$ )  
Jarak antar tulangan 1 lapis

$$S_{\text{maks}} = \frac{b - (2 \times C) - (2 \times \phi v) - (n - \phi l)}{(n - 1)} = \frac{400 - (2 \times 40) - (2 \times 13) - (5 \times 19)}{(5 - 1)}$$

$$= 49,75 > 25 \text{ mm}$$

#### Tulangan lentur tekan

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 1158,894 = 579,40 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan

3D19 ( $A_s = 850,155 \text{ mm}^2 > A_s'$ ) ..... OK

Kontrol penggunaan faktor reduksi

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$\alpha = \frac{A_s \text{ pasang} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{1416,93 \times 400}{(0,85 \times 35 \times 400)} = 47,63 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{(35 - 28)}{7} = 0,80$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{47,63}{0,80} = 59,53$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_o \times (dx - c)}{c} = \frac{0,003 \times (537,5 - 59,53)}{59,53} = 0,024 > 0,005 \text{ OK}$$

- Kekuatan lentur nominal rencana

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \times A_s \text{ pasang} \times f_y \times d - \frac{a}{2} \\ &= 0,9 \times 1416,93 \times 400 \times (537,5 - \frac{59,53}{2}) \\ &= 262027701,38 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

- Kontrol kekuatan lentur nominal  
 $\phi M_n > M_u$   
 $262027701,38 > 257440000 \text{ Nmm} \quad \dots \text{OK}$   
 $262,028 \text{ kNm} > 257,440 \text{ kNm} \quad \dots \text{OK}$

### 3. Penulangan Setelah Komposit

Dimensi balok induk = 40/60 cm

Panjang balok induk = 7 m

Tebal *decking* = 40 mm

Diameter tulangan utama = 19 mm

Diameter sengkang = 13 mm

$d = 600 - 40 - 13 - (0,5 \times 19) = 537,50 \text{ mm}$

$d' = 40 + 13 + (0,5 \times 19) = 62,50 \text{ mm}$

Dari perhitungan pada bab sebelumnya didapatkan :

$\rho_{\min} = 0,0037$

Pada penulangan setelah komposit berlaku momen ultimate hasil dari analisis struktur. Dari hasil analisa ETABS didapat nilai momen sebagai berikut :

$M_u \text{ tumpuan} = 291,832 \text{ kNm} = 291832000 \text{ Nmm}$

$M_u \text{ lapangan} = 117,47 \text{ kNm} = 117470000 \text{ Nmm}$

### Penulangan Daerah Tumpuan

$M_u = 291832000 \text{ Nmm} = 291,832 \text{ kNm}$

Dipakai  $\phi = 0,9$

$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{291832000}{0,9} = 324261000 \text{ Nmm} = 324,261 \text{ kNm}$

### Kontrol tulangan rangkap atau tunggal

$M_n = 324261000 \text{ Nmm} = 324,261 \text{ kNm}$

$C_b = \frac{600}{600 + f_y} \times d = \frac{600}{600 + 400} \times 537,50 = 322,50 \text{ mm}$

$C = 0,75 C_b = 241,875 \text{ mm}$

$a = \beta_1 \cdot C = 0,8 \times 241,875 = 193,50$



$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a = 0,85 \times 35 \times 400 \times 193,50 = 2302650 \text{ N} = 2302,65 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{C}{f_y} = \frac{2302650}{400} = 5756,63 \text{ mm}^2$$

$$M_{n1} = A_s \times f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 5756,63 \times 400 \left( 537,50 - \frac{193,50}{2} \right) = 1014893869 \text{ Nmm}$$

$$= 1014,894 \text{ kNm}$$

$$M_{n1} = 1014,894 \text{ kN} > M_n = 324,261 \text{ kNm}$$

Maka hitung sebagai tulangan tunggal

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d \times x^2} = \frac{324261000}{400 \times 537,50^2} = 2,81$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'_c}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 35}{400} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,81}{0,85 \times 35}} \right) = 0,0074$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0074 > \rho_{\text{min}} = 0,0037$  dipakai  $\rho_{\text{perlu}}$  sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

### Tulangan lentur tarik

$$A_{s\text{perlu}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0074 \times 400 \times 537,50 = 1591 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s\text{perlu}}}{A_{sD19}}$$

$$= \frac{1591}{283,53} = 5,61 \approx 6 \text{ buah}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 6D19 ( $A_s = 1701,17 \text{ mm}^2$ )

Jarak antar tulangan 1 lapis

$$S_{\text{maks}} = \frac{b-(2 \times C) - (\phi v) - (n - \phi l)}{(n-1)} = \frac{400 - (2 \times 40) - (2 \times 13) - (6 \times 19)}{(6-1)}$$

$$= 36 > 25 \text{ mm ... (memenuhi)}$$

#### Tulangan lentur tekan

$$As' = 0,5 \times As = 0,5 \times 1701,17 = 850,58 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan

3D19 ( $As = 850,59 > As'$ ) ..... OK

#### Kontrol penggunaan faktor reduksi

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{As \text{ pasang} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{1701,18 \times 400}{(0,85 \times 35 \times 400)} = 57,183 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{(35 - 28)}{7} = 0,80$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{57,183}{0,80} = 71,47$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_o \times (dx - c)}{c} = \frac{0,003 \times (537,5 - 71,47)}{71,47} = 0,0196 > 0,003 \dots \text{OK}$$

- Kekuatan lentur nominal rencana

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \times As_{\text{pasang}} \times f_y \times d - \frac{a}{2} \\ &= 0,9 \times 1701,18 \times 400 \times (537,5 - \frac{57,183}{2}) \\ &= 311668186,30 \text{ Nmm} = 311,668 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Kontrol kekuatan lentur nominal

$$\phi M_n > M_u$$

$$311668186, > 291832000 \text{ Nmm}$$

$$311,668 \text{ kNm} > 291,832 \text{ kNm} \dots \text{OK}$$

Pada tumpuan dipasang tulangan atas (daerah Tarik) 6D19 dengan  $A_s = 1900,65 \text{ mm}^2$  dan tulangan bawah (daerah tekan) 3D19 dengan  $A_s = 850,59 \text{ mm}^2$

### Penulangan Lapangan

$$M_u = 117470000 \text{ Nmm} = 117,470 \text{ kNm}$$

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{117470000}{0,9} = 13052222,22 \text{ Nmm} = 130,522 \text{ kNm}$$

### Kontrol tulangan rangkap atau tunggal

$$M_n = 13052222,22 \text{ Nmm} = 130,522 \text{ kNm}$$

$$C_b = \frac{600}{600 + f_y} \times d = \frac{600}{600 + 400} \times 537,50 = 322,50 \text{ mm}$$

$$C = 0,75 C_b = 241,875 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \cdot C = 0,8 \times 241,875 = 193,50$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a = 0,85 \times 35 \times 400 \times 193,50 = 2302650 \text{ N} = 2302,65 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{C}{f_y} = \frac{2302650}{400} = 5756,63 \text{ mm}^2$$

$$M_{n1} = A_s \times f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 5756,63 \times 400 \left( 537,50 - \frac{193,50}{2} \right) = 1014893869 \text{ Nmm}$$

$$= 1014,894 \text{ kNm}$$

$$M_{n1} = 1014,894 \text{ kN} > 130,522 \text{ kNm}$$

Maka hitung sebagai tulangan tunggal

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d \times x^2} = \frac{130522000}{400 \times 537,5^2} = 1,29$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'_c}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 35}{400} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,29}{0,85 \times 35}} \right) = 0,0033$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0033 < \rho_{\text{min}} = 0,00369$  dipakai  $\rho_{\text{perlu}}$  sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

Tulangan lentur tarik

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0037 \times 400 \times 537,5 = 793,35 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{sD19}} \\ &= \frac{793,35}{283,53} = 2,79 \approx 3 \text{ buah} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 3D19 ( $A_s = 850,59 \text{ mm}^2$ )

Jarak antar tulangan 1 lapis

$$\begin{aligned} S_{\text{maks}} &= \frac{b - (2 \times C) - (\phi v) - (n - \phi l)}{(n - 1)} = \frac{400 - (2 \times 40) - (2 \times 13) - (3 \times 19)}{(3 - 1)} \\ &= 118,50 > 25 \text{ mm} \quad (\text{memenuhi}) \end{aligned}$$

Tulangan lentur tekan

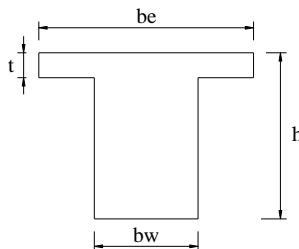
$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 850,59 = 425,295 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan

2D19 ( $A_s = 567,06 > A_s'$ ) ..... OK

Kontrol Balok T

Penampang balok T diilustrasikan dengan Gambar 4.33



**Gambar 4.33** Penampang Balok T

$$\begin{aligned}
 b_e &= \frac{1}{4} \times L_b = \frac{1}{4} \times 7000 = 1750 \text{ mm} \\
 &= b_w + (8 \cdot t_f) = 400 + (8 \cdot 120) = 1360 \text{ mm} \dots (\text{menentukan}) \\
 &= \frac{1}{2} \times (L_b - b_w) = \frac{1}{2} \times (7000 - 400) = 3300 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$A_s = 1140,39 \text{ mm}^2$$

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \times f_c \times b_e} = \frac{850,59 \times 400}{0,85 \times 35 \times 1360} = 8,41 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke garis netral

$$x = \frac{a}{\beta} = \frac{8,41}{0,85} = 9,89 \text{ mm} < 120 \text{ mm} \Rightarrow x \leq t; \text{ dipakai balok}$$

*T palsu*, sehingga perhitungan dilakukan seperti balok biasa

Kontrol penggunaan faktor reduksi

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \text{ pasang} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{850,59 \times 400}{(0,85 \times 35 \times 400)} = 28,59 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{(35 - 28)}{7} = 0,80$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{28,59}{0,80} = 35,74$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_o \times (dx - c)}{c} = \frac{0,003 \times (537,5 - 35,74)}{35,74} = 0,042 > 0,005 \text{ OK}$$

- Kekuatan lentur nominal rencana

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi \times A_s \text{ pasang} \times f_y \times d - \frac{a}{2} \\
 &= 0,9 \times 850,59 \times 400 \times (537,5 - \frac{28,59}{2}) \\
 &= 160211858,70 \text{ Nmm} = 160,212 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Kontrol kekuatan lentur nominal

$$\phi M_n > M_u$$

$$160211858,70 \text{ Nmm} > 117470000 \text{ Nmm}$$

$$160,212 \text{ kNm} > 117,47 \text{ kNm} \dots \text{OK}$$

Hasil dari penulangan yang paling menentukan adalah sebagai berikut,

- Akibat momen tumpuan kiri dan kanan
  - Tulangan atas = 6D19 ( $A_s = 1701,17 \text{ mm}^2$ )
  - Tulangan bawah = 3D19 ( $A_s = 850,59 \text{ mm}^2$ )
- Akibat momen lapangan
  - Tulangan atas = 2D19 ( $A_s = 567,06 \text{ mm}^2$ )
  - Tulangan bawah = 3D19 ( $A_s = 850,59 \text{ mm}^2$ )

### Penulangan Geser

#### **a. Perhitungan Gaya Geser Desain, $V_e$**

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.4.1 bahwa gaya geser desain  $V_e$  harus ditentukan dari peninjauan gaya statis pada bagian komponen struktur antara muka-muka *joint*. Harus diasumsikan bahwa momen-momen dengan tanda berlawanan yang berhubungan dengan kekuatan momen lentur yang mungkin  $M_{pr}$  bekerja pada muka-muka *joint* dan bahwa komponen struktur dibebani dengan beban gravitasi tributari terfaktor sepanjang bentangnya.

$$V_{ul} = \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{L_n} + \frac{W_u \cdot L_n}{2}$$

$$L_n = 7 - 0,4 = 6,60 \text{ m}$$

#### 1) Momen tumpuan negatif

$$a = \frac{A_s \cdot 1,25 f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \left( \frac{1701,17 \times 1,25 \times 400}{0,85 \times 35 \times 400} \right) = 71,478 \text{ mm}$$

$$M_{pr}^- = A_s \cdot 1,25 \cdot f_y \cdot \left( d_{\text{aktual}} - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 1701,17 \times 1,25 \times 400 \left( 537,5 - \frac{71,478}{2} \right) = 426790380,20 \text{ Nmm}$$

2) Momen tumpuan positif

$$a = \frac{A_s \cdot 1,25 f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \left( \frac{850,59 \times 1,25 \times 400}{0,85 \times 35 \times 400} \right) = 35,74 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr+} &= A_s \cdot 1,25 \cdot f_y \cdot \left( d_{\text{aktual}} - \frac{a}{2} \right) \\ &= 850,59 \times 1,25 \times 400 \left( 537,50 - \frac{35,74}{2} \right) = 220996040,90 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

### **Perhitungan Tulangan Geser Daerah Sendi Plastis**

$W_u.L/2 = 83498,95 \text{ N}$  (Output ETABS dengan kombinasi 1,2D+1L)

$$\begin{aligned} V_{e,L} &= \frac{M_{pr-} + M_{pr+}}{L} + \frac{W_u.L}{2} \\ &= \left( \frac{426790380,20 + 220996040,90}{6600} \right) + 83498,95 \\ &= 181648,41 \text{ N (menentukan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{e,R} &= -\frac{M_{pr-} + M_{pr+}}{L} + \frac{W_u.L}{2} \\ &= -\left( \frac{426790380,20 + 220996040,90}{6600} \right) + 83498,95 \\ &= -14650,51 \text{ N} \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas didapat nilai  $V_e$  yang menentukan sebesar 181648,41 N. Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.4.2 tulangan geser pada sendi plastis harus didesain dengan rumus sebagai berikut:

$$\frac{\sum M_{pr}}{L_n} = \left( \frac{426790380,20 + 220996040,90}{6600} \right) = 1548549,95$$

Karena  $\frac{\sum M_{pr}}{L_n} = 1548549,95 > V_e/2 = 90824,205 \text{ N}$ , maka  $V_c = 0$

$\phi = 0,75$  ( SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3 )

$V_u < \phi(V_c + 0,66\sqrt{f'_c}.b.w.d)$

$$= 0,75 \times (0 + 0,66\sqrt{35} \times 400 \times 537,5) = 629168,791 \text{ N}$$

$V_u = 181648,41 \text{ N} < 629168,79 \text{ N}$ . Maka penampang balok tidak perlu diperbesar

Syarat spasi maksimum tulangan geser balok menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.2 :

- $s < d/4 = 537,5/4 = 134,375$
- $s < 6\phi$  tulangan lentur  $= 6 \times 19 = 114 \text{ mm}$
- $s < 150 \text{ mm}$

Sengkang pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan.

Pada daerah lapangan syarat maksimum tulangan geser balok menurut SNI 2847:2013 pasal 23.3.3(4) :

$$s < d/2 = 537,5/2 = 268,75 \text{ mm (menentukan)}$$

Dipakai diameter sengkang  $= 13 \text{ mm}$

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13 = 268,75 \text{ mm}^2 ; f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$V_s = \frac{V_e}{\theta} = \frac{181648,41}{0,75} = 242197,88$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{268,75 \times 400 \times 537,5}{242197,88} = 238,57 \text{ mm} < S_{maks}$$

$\therefore$  Dipasang 2D13-100 mm sepanjang  $2h = 2.600 = 1200 \text{ mm}$  dari muka kolom, dimana tulangan geser pertama dipasang 50 mm dari muka kolom.

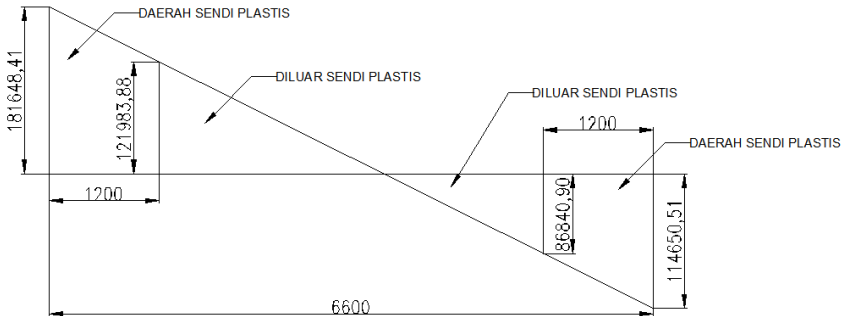
### **Penulangan Geser Diluar Sendi Plastis Balok**

Pemasangan tulangan geser di luar sendi plastis ( $>2h$ )

Pemasangan tulangan geser di luar sendi plastis



(>2h = 1200 mm), nilai gaya geser untuk daerah diluar sendi plastis dapat dilihat pada Gambar 4.34



**Gambar 4.34** Nilai Gaya Geser Pada Balok

$$V_{e \text{ lapangan}} = 121983,88 \text{ N}$$

Untuk daerah di daerah luar sendi plastis ini, kuat geser beton ( $V_c$ ) diperhitungkan yakni sebesar :

$$0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d = 0,17 \times 1 \sqrt{35} \times 400 \times 537,5 = 216232,72 \text{ N}$$

$$V_e > \frac{1}{2} \phi V_c$$

$121983,88 \text{ N} > 81087,27 \text{ N}$ . Maka diperlukan tulangan geser pada daerah lapangan

Dipakai diameter sengkang = 13 mm

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \pi \cdot 13^2 = 268,75 \text{ mm}^2 ; f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$V_s = \frac{V_e}{\theta} - V_c = \frac{121983,88}{0,75} - 216232,72 = -53587,55 \text{ N}$$

Jika hasil  $V_s$  adalah negatif, maka jarak tulangan geser yang dipakai adalah jarak maksimum

Kontrol jarak tulangan

$$s < d/2 = 537,5/2 = 268,5 \text{ mm}$$

$$s_{\max} < 600 \text{ mm}$$

Syarat spasi maksimum tulangan geser balok menurut SNI 2847:2013 ps 21.5.3(2) :

$$s < 8\phi \text{ tulangan memanjang} = 8 \times 19 = 152 \text{ mm}$$

$$s < 24\phi \text{ tulangan sengkang} = 24 \times 13 = 312 \text{ mm}$$

∴ Dipasang 2D13 – 150 mm pada daerah luar sendi plastis

#### 4. Penulangan Torsi Balok 40/60

Sedangkan untuk perencanaan penampang yang diakibatkan oleh torsi harus didasarkan pada perumusan sebagai berikut :

$$\phi T_n \geq T_u \quad (\text{SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.5})$$

Tulangan sengkang untuk torsi harus direncanakan berdasarkan (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.6) sesuai persamaan berikut :

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta$$

Dimana :

$T_n$  = Kuat momen torsi ( $T_c + T_s > T_{umin}$ )

$T_s$  = Kuat momen torsi nominal tulangan geser

$T_c$  = Kuat torsi nominal yang disumbngkan oleh beton

$A_o$  = Luas bruto yang ditasi oleh lintasan aliran geser, mm

$A_t$  = Luas satu kaki sengkang tertutup yang menahan puntir dalam daerah sejarak  $s$ , mm<sup>2</sup>

$F_{yv}$  = kuat leleh tulangan sengkang torsi, Mpa

$s$  = Spasi tulangan geser atau puntir dalam arah paralel dengan tulangan longitudinal

Sesuai peraturan (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.1 (a) pengaruh torsi boleh diabaikan bila momen torsi terfaktor  $T_u$  kurang dari :

$$\phi 0,083 \lambda \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

Dimana :

- $\phi$  = Faktor reduksi kekuatan  
 $f'_c$  = Kuat tekan beton, Mpa  
 $\lambda$  = 1,0 (beton normal)  
 $A_{cp}$  = Luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang beton, mm<sup>2</sup>  
 $P_{cp}$  = Keliling luar penampang beton, mm<sup>2</sup>

Data perencanaan :

Dimensi Balok Induk = 400/600 mm

$T_u$  = 17831700 Nmm (*output ETABS*)

Pada struktur statis tak tentu dimana reduksi momen torsi pada komponen struktur dapat terjadi akibat redistribusi gaya-gaya dalam dengan adanya keretakan. Sehingga berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.5.2.2 (a) maka momen puntir terfaktor maksimum  $T_u$  dapat direduksi sesuai persamaan berikut :

$$T_u < \phi 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

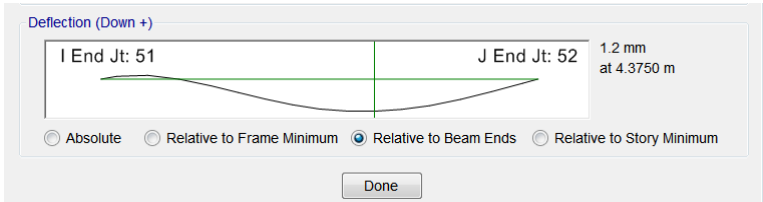
$$17831700 < 0,75 \times 0,33 \times 1 \times \sqrt{35} \left( \frac{(500 \times 900)^2}{(500 + 900) \times 2} \right)$$

$$17831700 < 42169816,69 \text{ Nmm}$$

Maka, tulangan torsi tidak diperlukan

#### a. Kontrol lendutan

Komponen struktur beton yang mengalami lentur harus dirancang agar memiliki kekakuan cukup untuk batas deformasi yang akan memperlemah kemampuan layan struktur saat bekerja. Lendutan sebetulnya tidak perlu dihitung, karena pada saat preliminary desain menggunakan rumus pada tabel 9.5(a) SNI 2847:2013. Tetapi sebagai kontrol, lendutan yang terjadi akibat beban layan  $1D_L + 1L_L$  dihitung dengan menggunakan program bantu ETABS yang diperlihatkan pada gambar berikut :



**Gambar 4.35** Nilai Defleksi Balok dengan beban  $1D_L+1L_L$

Berdasarkan gambar diatas, lendutan balok akibat beban layan didapat 1,2mm.

$$\text{Lendutan ijin} \quad \frac{l}{240} = \frac{7000}{240} = 29,17\text{mm}$$

Lendutan yang terjadi = 1,2mm < lendutan ijin = 29,17mm.. OK

#### **b. Kontrol retak**

Nilai lebar retak yang diperoleh tidak boleh melebihi 0,4 mm untuk penampang didalam ruangan dan 0,3 mm untuk penampang yang dipengaruhi cuaca luar. Selain itu spasi tulangan yang berada paling dekat dengan permukaan tarik tidak boleh lebih.

$$s = 380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2,5C_c \leq 300 \left( \frac{280}{f_s} \right) \text{ pasal 10.6(4)(10-4)}$$

$$f_s = \frac{2}{3} f_y = \frac{2}{3} \times 400 = 266,67 \text{ Mpa}$$

$C_c$  = Jarak terkecil dari permukaan tulangan ke muka tarik

$$C_c = 40 \text{ mm}$$

$$s = 380 \left( \frac{280}{266,67} \right) - 2,5 \times 40 \leq 300 \times \left( \frac{280}{266,67} \right)$$

$$s = 298,995 \text{ mm} < 315 \text{ mm}$$

Maka, digunakan  $s = 298,995 \text{ mm}$

Stul = 150 mm  $\leq$  298,995 mm .....(OK).

### 5. Penyaluran Tulangan Momen Negatif Balok Induk

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.12 paling sedikit sepertiga tulangan Tarik total yang dipasang untuk momen negative pada tumpuan harus mempunyai panjang penanaman melewati titik belok tidak kurang dari  $d$ , 12db, atau  $L_n/16$ , yang mana yang lebih besar.

$$d = 537,5 \text{ mm}$$

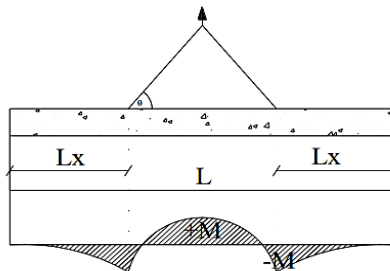
$$12db = 12 \times 19 = 228 \text{ mm}$$

$$L_n/16 = 6600/16 = 412,50 \text{ mm}$$

Maka dipakai panjang penanaman sepanjang  $d = 550 \text{ mm}$

### 6. Pengangkatan Elemen Balok Induk

Balok induk dibuat secara pracetak di pabrik. Elemen balok harus dirancang untuk menghindari kerusakan pada waktu proses pengangkatan. Titik pengangkatan dan kekuatan tulangan angkat harus menjamin keamanan elemen balok tersebut dari kerusakan.



**Gambar 4.36** Momen Saat Pengangkatan Balok Induk

Dimana :

$$+M = \frac{WL^2}{8} \left( 1 - 4X + \frac{4Y_c}{Lx \operatorname{tg} \theta} \right)$$

$$-M = \frac{WX^2L^2}{2}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4Y_c}{L \times \operatorname{tg} \theta}}{2 \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{Y_t}{Y_b} \left( 1 + \frac{4Y_c}{L \times \operatorname{tg} \theta} \right)} \right)}$$

• **Kondisi sebelum komposit**

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$L = 700 \text{ cm}$$

Perhitungan :

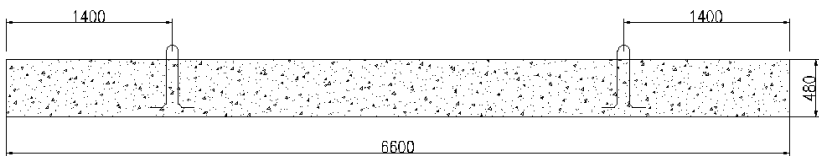
$$Y_t = Y_b = \frac{(60 - 12)}{2} = 24 \text{ cm}$$

$$Y_c = 24 + 5 = 29 \text{ cm}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4 \times 29}{700 \times \operatorname{tg} 45^\circ}}{2 \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{24}{24} \left( 1 + \frac{4 \times 29}{700 \times \operatorname{tg} 45^\circ} \right)} \right)} = 0,20$$

$$X \times L = 0,20 \times 700 = 140 \text{ cm} = 1,4 \text{ m}$$

$$L - 2 \times (X \times L) = 7 - 2 \times (1,4) = 4,20 \text{ m}$$



**Gambar 4.37** Letak Titik Pengangkatan

**d. Pembebanan**

$$\text{Berat Balok pracetak } (0,4 \times 0,48 \times 7 \times 24) = 32,256 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 T \sin \phi &= P = \frac{1,2 \times k \times W}{2} \\
 &= \frac{1,2 \times 1,2 \times 32,256}{2} \\
 &= 23,22 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$T = \frac{23,22}{\sin 45^\circ} = 32,84 \text{ kN}$$

**e. Tulangan Angkat Balok Induk**

$$P_u = 32,84 \text{ kN}$$

Menurut PBBI pasal 2.2.2. tegangan ijin tarik dasar baja bertulang mutu  $f_y = 400 \text{ Mpa}$  adalah  $f_y/1,5$

$$\sigma_{\text{tarik ijin}} = 400/1,5 = 266,67 \text{ MPa}$$

$$\phi_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{P_u}{\sigma_{\text{ijin}} \times \pi}}$$

$$\phi_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{32840}{266,67 \times \pi}}$$

$$\phi_{\text{tulangan angkat}} \geq 6,26 \text{ mm}$$

**Digunakan Tulangan Ø 10 mm**

**f. Momen yang Terjadi**

• Pembebanan

$$W = (0,4 \times 0,48 \times 24) = 4,61 \text{ kN/m}$$

Dalam upaya untuk mengatasi beban kejut akibat pengangkatan, momen pengangkatan dikalikan dengan faktor akibat pengangkatan sebesar 1,2 sebagai berikut :

• Momen lapangan

$$+ M = \frac{WL^2}{8} \left( 1 - 4X + \frac{4Y_c}{L \times \tan \theta} \right)$$

$$\begin{aligned}
 +M &= \left( \frac{4,61 \times 7^2}{8} \left( 1 - 4 \times 0,20 + \frac{4 \times 0,29}{7 \times \text{tg}45} \right) \right) \times 1,2 \\
 &= 12,39 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Momen tumpuan

$$\begin{aligned}
 -M &= \frac{WX^2L^2}{2} \\
 -M &= \left( \frac{4,61 \times 0,20^2 \times 7^2}{2} \right) \times 1,2 = 5,42 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

#### g. Tegangan yang Terjadi

- Lapangan

$$\begin{aligned}
 f &= \frac{M}{W_t} = \frac{5,42 \times 10^6}{\frac{1}{6} \times 400 \times 480^2} \\
 &= 0,353 \text{ MPa} \leq f_r = 0,62\sqrt{f_c'} = 3,67 \text{ MPa} \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

- Tumpuan

$$\begin{aligned}
 f &= \frac{M}{W_t} = \frac{5,42 \times 10^6}{\frac{1}{6} \times 400 \times 480^2} \\
 &= 0,353 \text{ MPa} \leq f_r = 0,62\sqrt{f_c'} = 3,67 \text{ MPa} \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan momen diatas, didapatkan nilai  $f'$  akibat momen positif dan negatif berada dibawah nilai  $f'_{r_{ijin}}$  usia beton 3 hari. Jadi dapat ditarik kesimpulan, balok tersebut aman dalam menerima tegangan akibat pengangkatan. Rekapitulasi kebutuhan tulangan balok diperlihatkan pada Tabel 4.34 dan Tabel 4.35



**Tabel 4.34** Rekapitulasi Kebutuhan Tulangan Lentur Balok

Kebutuhan Tulangan Lentur Balok									
Type Balok	Type Tulangan	Penampang (mm)		Tulangan Tarik			Tulangan Tekan		
		b	h	Jumlah (bh)	Diameter (mm)	Luas Tulangan (mm <sup>2</sup> )	Jumlah (bh)	Diameter (mm)	Luas Tulangan (mm <sup>2</sup> )
B1 bentang 7m	Tumpuan -	400	600	6	19	1700.34	3	19	850.17
	Tumpuan +	400	600	3	19	850.17	6	19	1700.34
	Lapangan -	400	600	2	19	566.78	3	19	850.17
	Lapangan+	400	600	3	19	850.17	2	19	566.78
B3 bentang 5m	Tumpuan -	400	600	5	19	1416.95	3	19	850.17
	Tumpuan +	400	600	3	19	850.17	5	19	1416.95
	Lapangan -	400	600	2	19	566.78	3	19	850.17
	Lapangan+	400	600	3	19	850.17	2	19	566.78

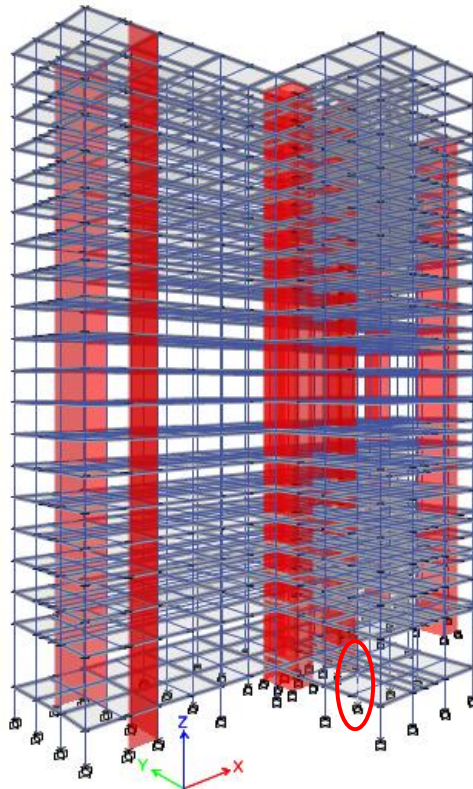
**Tabel 4.35** Rekapitulasi Kebutuhan Tulangan Geser Balok

Type Balok	Ln (mm)	Tipe tulangan geser	Penampang (mm)		Diameter (mm)	Jarak Sengkang (S) (mm)
			b	h		
B1	6600	sendi Plastis	400	600	13	100
		Luar Sendi Plastis	400	600	13	150
B3	4600	sendi Plastis	400	600	13	100
		Luar Sendi Plastis	400	600	13	150

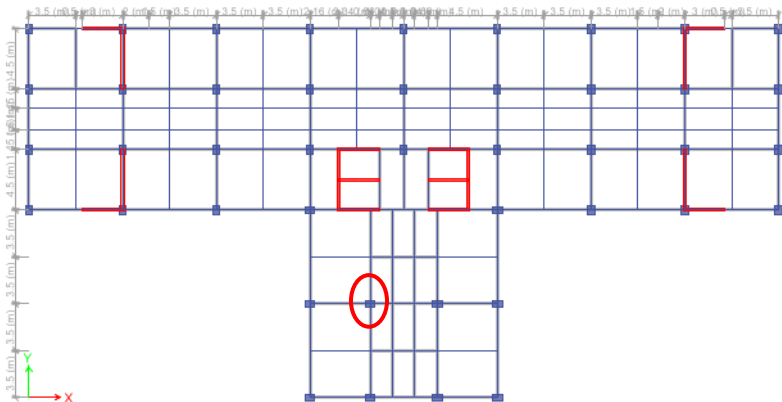
## 4.4.2 Perencanaan Kolom

### 4.4.2.1 Perencanaan Kolom Interior Lantai B1

Perencanaan struktur kolom pada tugas akhir ini dimensi kolom dibedakan setiap lima lantai, untuk contoh perhitungan diambil kolom pada lantai B1 seperti yang terlihat pada Gambar 4.38 dan Gambar 4.39



**Gambar 4.38** Perspektif Gedung Apartemen Galeri Ciumbuleuit Bandung



**Gambar 4.39** Denah Lantai Gedung Galeri Ciumbuleuit Bandung

**Data perencanaan:**

- Mutu Beton : 35 Mpa
- Mutu Baja Tulangan : 400 Mpa
- Dimensi Kolom : 600/900 mm
- Tebal decking : 40 mm
- Diameter Tulangan Utama (D) : 25 mm
- Diameter Sengkang (Ø) : 16 mm

Dengan menggunakan *software ETABS* diperoleh Besarnya gaya pada kolom atas adalah sebagai berikut:

**Tabel 4.36** Rekapitulasi Gaya Dalam Kolom Lantai B1

Load Case/Combo	P		M2		M3	
	Atas	Bawah	Atas	Bawah	Atas	Bawah
1.4DL	5076.46	5423.06	-1.207	-0.1303	-27.3188	-11.2409
1.2DL+1LL+RSPX Max	6545.17	7003.02	29.47	39.082	239.963	326.312
1.2DL+1LL+RSPX Min	6798.2	7247.03	-31.2695	-38.8485	-311.36	-356.437
1.2DL+1LL-RSPX Max	6545.17	7003.02	29.47	39.082	239.963	326.312
1.2DL+1LL-RSPX Min	6798.2	7247.03	-31.2695	-38.8485	-311.36	-356.437
1.2DL+1LL+RSPY Max	6455.65	6911.13	100.624	130.791	48.0662	89.9085
1.2DL+1LL+RSPY Min	6887.72	7338.91	-102.423	-130.557	-119.463	-120.034
1.2DL+1LL-RSPY Max	6455.65	6911.13	100.624	130.791	48.0662	89.9085
1.2DL+1LL-RSPY Min	6887.72	7338.91	-102.423	-130.557	-119.463	-120.034
0.9DL+RSPX Max	5616.22	6007.7	29.6901	39.0869	244.76	328.332
0.9DL+RSPX Min	5869.25	6251.72	-31.0494	-38.8436	-306.562	-354.417
0.9DL+RSPY Max	5526.7	5915.82	100.844	130.795	52.8637	91.9285
0.9DL+RSPY Min	5958.77	6343.6	-102.203	-130.552	-114.666	-118.014
0.9DL-RSPY Max	5526.7	5915.82	100.844	130.795	52.8637	91.9285
0.9DL-RSPY Min	5958.77	6343.6	-102.203	-130.552	-114.666	-118.014
0.9DL-RSPX Max	5616.22	6007.7	29.6901	39.0869	244.76	328.332
0.9DL-RSPX Min	5869.25	6251.72	-31.0494	-38.8436	-306.562	-354.417
1.2DL + 1.6LL	7229.06	7722.21	-1.0318	0.1139	-38.5771	-16.2748
1.2DL+1LL+Wind Max	6671.09	7124.44	-0.5692	0.5592	-35.2762	-14.5085
1.2DL+1LL+Wind Min	6671.99	7125.33	-1.112	-0.1646	-35.8295	-15.2822
1.2DL+1LL-Wind Max	6671.39	7124.72	-0.6874	0.3982	-35.5677	-14.8434
1.2DL+1LL-Wind Min	6672.29	7125.61	-1.2303	-0.3257	-36.1209	-15.617
0.9DL+Wind Max	5742.13	6129.12	-0.3491	0.5641	-30.4787	-12.4884
0.9DL+Wind Min	5743.04	6130.02	-0.8919	-0.1598	-31.0319	-13.2621
0.9DL-Wind Max	5742.43	6129.4	-0.4673	0.403	-30.7702	-12.8233
0.9DL-Wind Min	5743.34	6130.3	-1.0102	-0.3208	-31.3234	-13.5969

## 1. Cek syarat komponen struktur penahan gempa

- Gaya aksial terfaktor maksimum yang bekerja pada kolom harus melebihi  $A_g f'_c / 10$  (SNI2847:2013 pasal 21.6.1).

$$P_u = 7722,21 \text{ kN}$$

$$A_g \times \frac{f'_c}{10} = 600 \times 900 \times \frac{35}{10} = 1890000 \text{ N} = 1890 \text{ kN}$$

Gaya aksial terfaktor  $\geq A_g \times \frac{f'_c}{10} \rightarrow$  memenuhi syarat

- Sisi terpendek penampang kolom tidak kurang dari 300 mm (SNI 2847:2013 pasal 21.6.1.1)

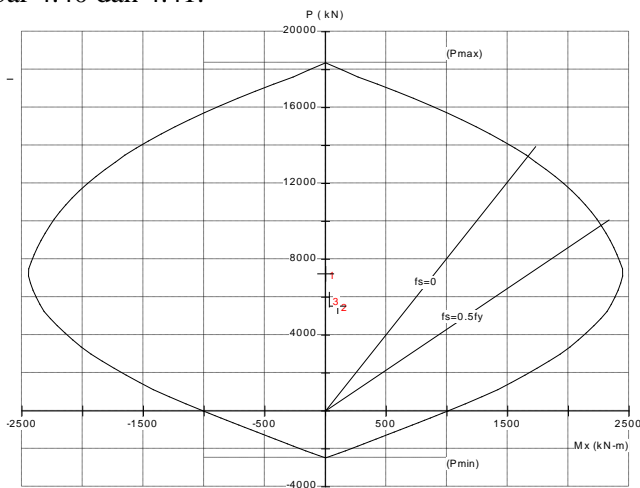
Ukuran penampang terpendek 600 mm > 300 mm (OK)

- Rasio dimensi penampang tidak kurang dari 0,4 (SNI 2847:2013 pasal 21.6.1.2)

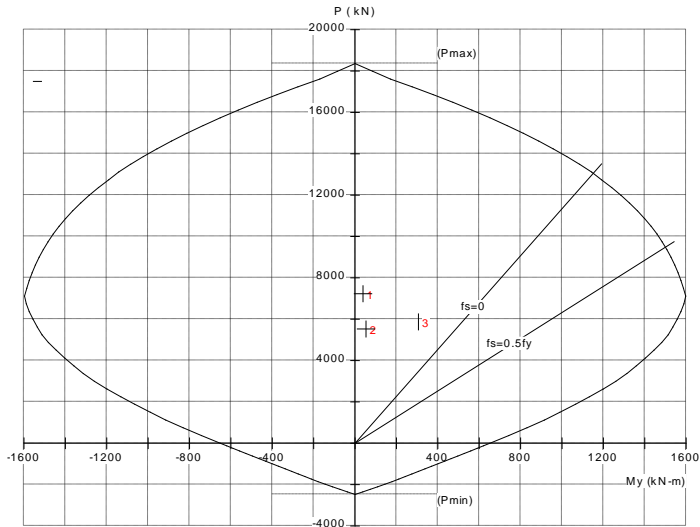
Ratio  $b/h = 600/900 = 0,667 > 0,4$  (OK)

## 2. Tentukan tulangan longitudinal penahan lentur.

Luas tulangan longitudinal penahan lentur tidak boleh kurang dari  $0,01A_g$  atau lebih dari  $0,06A_g$  (SNI 2847:2013 pasal 21.6.3.1). Rekap gaya dalam kolom yang terdapat pada Tabel 7.1 akan menjadi data beban yang dimasukkan pada program bantu analisis. Hasil yang telah dilakukan dari program analisis PcaColumn yang diperlihatkan pada P-M diagram seperti pada Gambar 4.40 dan 4.41.



**Gambar 4.40** Diagram Interaksi P-M PcaColumn Sumbu x



**Gambar 4.41** Diagram Interaksi P-M PcaColumn Sumbu y

Dari hasil analisis dengan menggunakan program bantu PcaColumn didapat konfigurasi tulangan longitudinal 16D22 dengan  $\rho = 1,15\%$ . Kebutuhan  $\rho$  tersebut telah memenuhi syarat SNI 2847:2013 pasal 21.6.3.1 yaitu antara 1% - 6%. Dari hasil analisis kolom menggunakan program bantu SpColumn, didapat hasil analisa sebagai berikut :

- Rasio tulangan longitudinal = 1,15 %
- Penulangan 16D22 =  $A_s : 6082,13 \text{ mm}^2$
- $I_x = 3,65 \times 10^{10} \text{ mm}^4$
- $I_y = 1,62 \times 10^{10} \text{ mm}^4$
- $A_g = 5,40 \times 10^5 \text{ mm}^2$

### 3. Kontrol kapasitas beban aksial

Sesuai SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6.2, kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\begin{aligned}
 \phi P_n (\max) &= 0,8 \times \phi \times \left[ 0,85 \times f_c' \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st} \right] \\
 &= 0,8 \times 0,65 \times \left[ 0,85 \times 35 \times (5,40 \times 10^5 - 6082,13) + 400 \times 6082,13 \right] \\
 &= 8386217,753 \text{ N} \\
 &= 8386,218 \text{ kN} > 7722,21 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

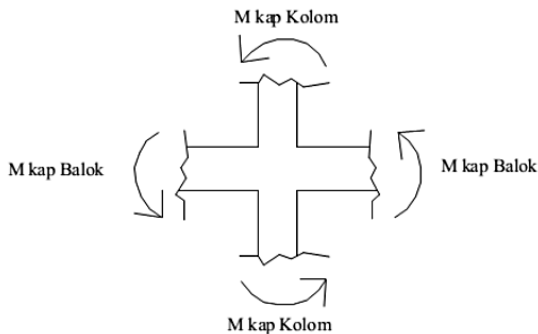
jadi, tulangan memanjang 16D22 dapat digunakan.

#### 4. Cek syarat *strong column weak beam*

Sesuai dengan filosofi desain kapasitas, maka SNI 2847:2013 pasal 21.6.2 mensyaratkan bahwa :

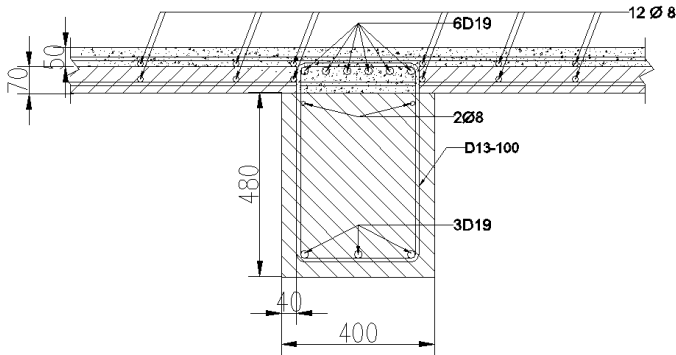
$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$

Dimana  $\sum M_{nc}$  adalah momen kapasitas kolom dan  $\sum M_{nb}$  merupakan momen kapasitas balok. Perlu diperhatikan bahwa  $M_{nc}$  harus dicari dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat lentur terendah, sesuai dengan arah gempa yang ditinjau yang dipakai untuk memeriksa syarat *strong column weak beam*. Setelah kita dapatkan jumlah tulangan untuk kolom, maka selanjutnya adalah mengontrol apakah kapasitas kolom tersebut sudah memenuhi persyaratan *strong column weak beam*.



**Gambar 4.42** Ilustrasi Kuat Momen yang Bertemu di HBK

**a. Menentukan nilai  $M_{nb}$**



**Gambar 4.43** Gambar Detail Penulangan Balok B1

As tul. atas balok = 6D19 ( $1701,17 \text{ mm}^2$ )  
 As tul. bawah balok = 3D19 ( $850,59 \text{ mm}^2$ )  
 As pelat dalam Lebar eff. = 12 Ø 8 ( $603,186 \text{ mm}^2$ )  
 As total  $M_{nb}^-$  =  $1701,17 + 603,186 = 2304,356 \text{ mm}^2$   
 As total  $M_{nb}^+$  =  $850,59 \text{ mm}^2$

- Menentukan nilai  $M_{nb}^+$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \left( \frac{850,59 \times 400}{0,85 \times 35 \times 400} \right) = 28,57 \text{ mm}$$

$$M_{nb}^+ = A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2) = 850,59 \times 400 (537,5 - 28,57/2) \\ = 177893100 \text{ Nmm} = 177,893 \text{ kNm}$$

- Menentukan nilai  $M_{nb}^-$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \left( \frac{2304,356 \times 400}{0,85 \times 35 \times 400} \right) = 77,457 \text{ mm}$$

$$M_{nb}^- = A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2) = 2304,356 \times 400 (537,5 - 77,457/2) \\ = 459738839,50 \text{ Nmm} = 459,739 \text{ kNm}$$

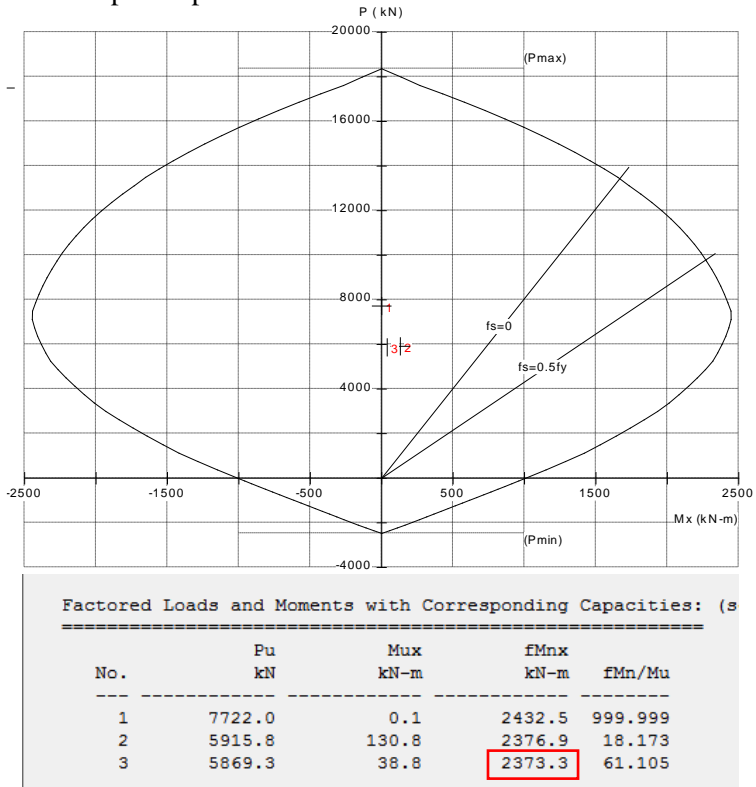
$$\Sigma M_{nb} = (177,898 + 459,739) = 637,64 \text{ kNm}$$



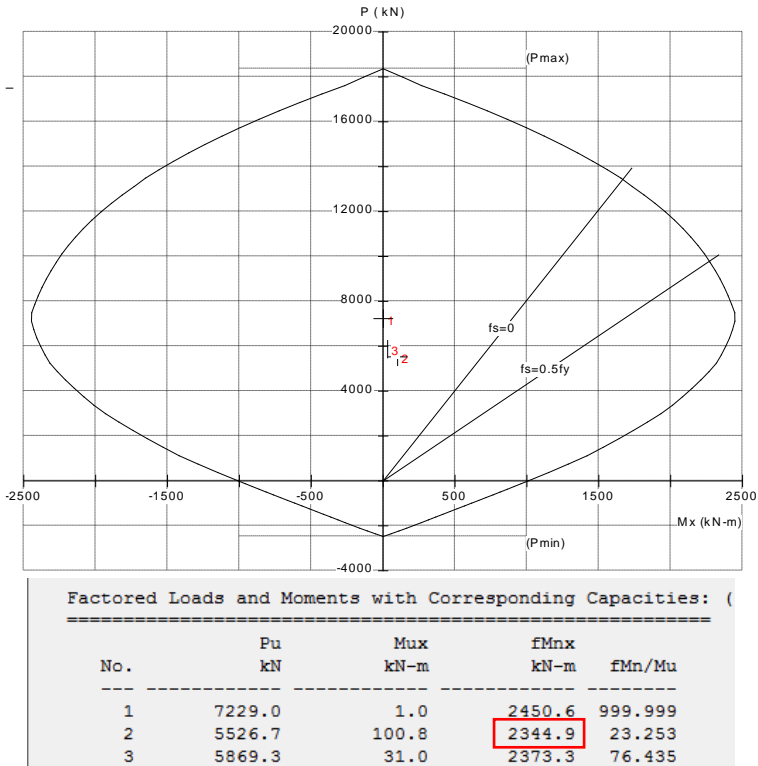
## b. Menentukan nilai $M_{nc}$

### Kontrol Arah X

Nilai  $M_{nc}$  didapat dari output diagram interaksi  $P$ - $M$  dengan PcaColumn. Diagram interaksi kolom B1 bawah ditampilkan pada Gambar 4.44 dan diagram interaksi kolom B1 atas ditampilkan pada Gambar 4.45.



**Gambar 4.44** Output Diagram Interaksi  $P$ - $M$  Kolom Desain Bawah X



**Gambar 4.45** Output Diagram Interaksi P-M Kolom Desain Atas X

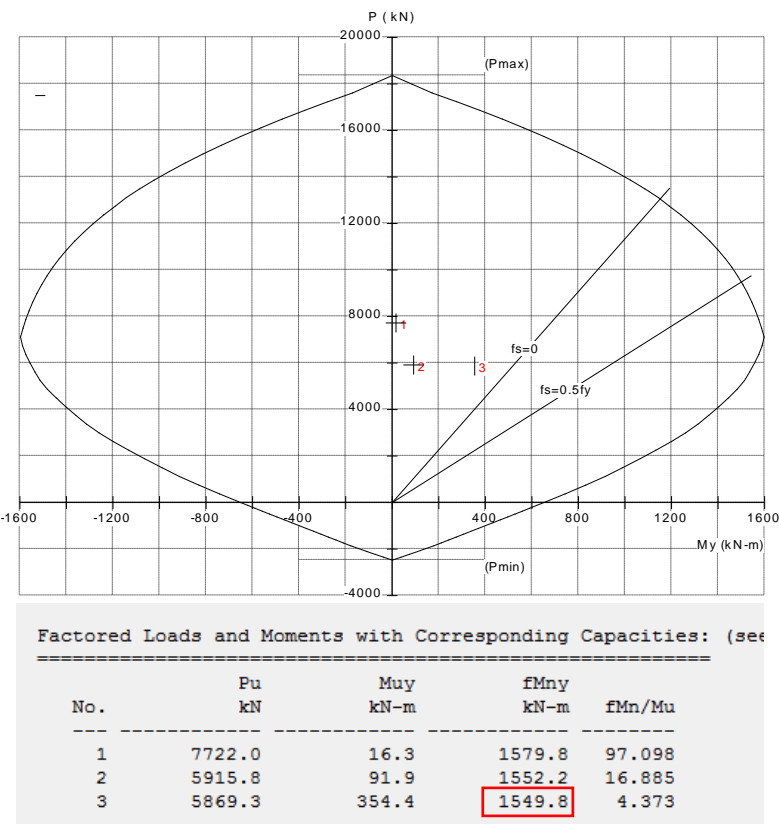
Pada gambar 4.43 dan gambar 4.44 diketahui nilai  $M_{ncatas}$  dan  $M_{ncbawah}$  pada arah X adalah 2373,30 kN, dan 2344,90 kN.

Maka :

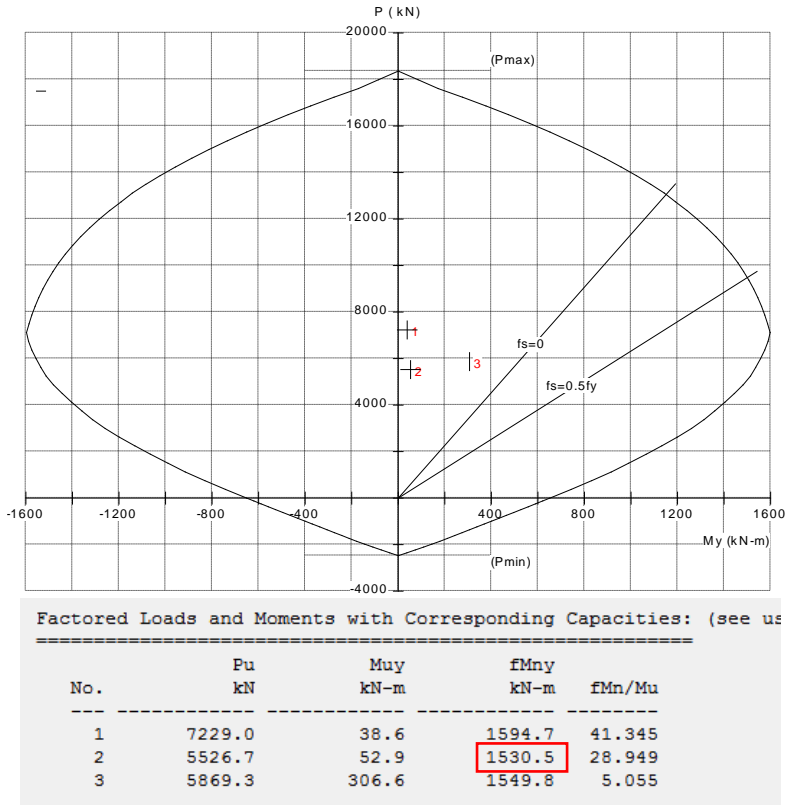
$$\begin{aligned}\sum M_{nc} &\geq (1,2) \sum M_{nb} \\ 4718,20 \text{ kNm} &> 1,2 \times 637,64 \text{ kNm} \\ 4718,20 \text{ kNm} &> 765,168 \text{ kNm} \dots \text{OK}\end{aligned}$$

Maka, syarat *Strong Column Weak Beam* pada arah X terpenuhi

**Kontrol Arah Y**



**Gambar 4.46** Output Diagram Interaksi P-M Kolom Desain Bawah Y



**Gambar 4.47** Output Diagram Interaksi P-M Kolom Desain Atas Y

Dari Gambat 4.46 dan 4.47 diketahui nilai  $M_{ncatas}$  dan  $M_{ncbawah}$  pada arah Y adalah 1549,80 kN, dan 1530,50 kN.

Maka :

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$

$$1549,80 + 1530,50 \text{ kNm} > 1,2 \times 637,64 \text{ kNm}$$

$$3080,30 \text{ kNm} > 765,168 \text{ kNm} \dots \text{OK}$$

Maka, syarat *Strong Column Weak Beam* arah Y terpenuhi

**Kontrol Strong Column Weak Beam Eksterior**

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.2 dimana nilai  $\sum M_{nc}$  pada joint (AS B-4) diperoleh dari diagram interaksi kolom, dengan mengambil nilai momen yang dihasilkan dari gaya aksial terfaktor yang menghasil kekuatan lentur terendah kolom atas dan kolom bawah yang menuju pada joint yang sama. Untuk  $\sum M_{nb}$  pada joint (AS B-4) nilainya ditentukan dari jumlah kekuatan lentur nominal balok yang menuju kedalam joint yang sama. Output PCACOL dapat dilihat pada Gambar 4.48 arah X dan Gambar 4.50 arah Y

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities					Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities				
No.	Pu kN	Mux kN-m	fMnx kN-m	fMn/Mu	No.	Pu kN	Mux kN-m	fMnx kN-m	fMn/Mu
1	5797.2	128.3	2367.6	18.460	1	5876.9	4.2	2373.9	561.474
2	6591.4	36.5	2423.0	66.304	2	4168.0	1.4	2156.2	999.999
3	6569.6	20.2	2421.8	120.067	3	5753.7	77.4	2364.1	30.552

(a) kolom bawah

(b) kolom atas

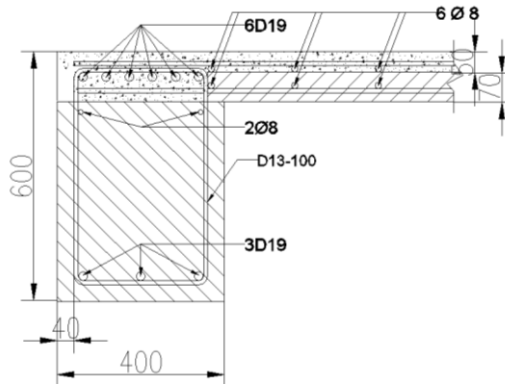
**Gambar 4.48** Output Diagram Interaksi P-M Kolom Eksterior Arah X

Dari Gambar 4.48 diketahui nilai  $M_{ncatas}$  dan  $M_{ncbawah}$  pada arah X adalah 2421,80 kN, dan 2156,20 kN.

Maka :

$$\sum M_{nc} = 2421,80 + 2156,20 = 4578 \text{ kNm}$$

$\sum M_{nb}$  pada joint AS B-4( arah x) ditinjau terhadap balok B1 (AS 4-B,C) tumpuan kiri dan balok B1 (AS 4-B,A) tumpuan kanan dimana nilai  $\sum M_{nb}$  diambil dari penjumlahan kekuatan lentur nominal balok menuju kedalam joint yang sama. Untuk balok induk B1 (AS 4- B,C) dan B1 (AS 4- B,A) merupakan balok dengan tipe yang sama Gambar 4.49, maka untuk perhitungan nilai  $M_{nb}$  cukup dilakukan satu kali perhitungan saja.



**Gambar 4.49** Gambar Detail Penulangan balok B1

As tul. atas balok = 6D19 (1701,17 mm<sup>2</sup>)  
 As tul. bawah balok = 3D19 (850,59 mm<sup>2</sup>)  
 As pelat dalam Lebar eff. = 6 Ø 8 (301,593 mm<sup>2</sup>)  
 As total  $M_{nb}^-$  = 1701,17 + 301,593 = 2002,763 mm<sup>2</sup>  
 As total  $M_{nb}^+$  = 850,59 mm<sup>2</sup>

- Menentukan nilai  $M_{nb}^+$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \left( \frac{850,59 \times 400}{0,85 \times 35 \times 400} \right) = 28,57 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 M_{nb}^+ &= A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2) = 850,59 \times 400 (537,5 - 28,57/2) \\
 &= 177893100 \text{ Nmm} = 177,893 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Menentukan nilai  $M_{nb}^-$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \left( \frac{2002,763 \times 400}{0,85 \times 35 \times 400} \right) = 67,32 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 M_{nb}^- &= A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2) = 2002,763 \times 400 (537,5 - 67,32/2) \\
 &= 403628844 \text{ Nmm} = 403,63 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\Sigma M_{nb} = (177,898 + 403,63) = 581,53 \text{ kNm}$$

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$

$$4578 \text{ kNm} > 1,2 \times 581,53 \text{ kNm}$$

$$4578 \text{ kNm} > 697,84 \text{ kNm} \dots \text{OK}$$

Maka, syarat *Strong Column Weak Beam* arah X terpenuhi

### Arah Y

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:					Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:				
No.	Pu kN	Mux kN-m	fMnx kN-m	fMn/Mu	No.	Pu kN	Muy kN-m	fMny kN-m	fMn/Mu
1	5797.2	128.3	2367.6	18.460	1	5876.9	78.3	1550.2	19.787
2	6591.4	36.5	2423.0	66.304	2	4168.0	141.8	1408.5	9.937
3	6569.6	20.2	2421.8	120.067	3	5753.7	3.0	1543.5	508.749

(a) kolom bawah

(b) kolom atas

**Gambar 4.50** Output Diagram Interaksi P-M Kolom Eksterior Arah Y  
Dari Gambat 4.48 diketahui nilai  $M_{ncatas}$  dan  $M_{ncbawah}$  pada arah X  
adalah 2421,80 kN, dan 1408,50 kN.

Maka :

$$\sum M_{nc} = 2421,80 + 1408,50 = 3830,30 \text{ kNm}$$

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$

$$3830,30 \text{ kNm} > 1,2 \times 581,53 \text{ kNm}$$

$$3080,30 \text{ kNm} > 697,84 \text{ kNm} \dots \text{OK}$$

Maka, syarat *Strong Column Weak Beam* arah Y terpenuhi

## 5. Perhitungan Tulangan Transversal Sebagai *Confinement*

a. Tentukan daerah pemasangan tulangan sengkang persegi (*hoop*). Tulangan *hoop* diperlukan sepanjang  $l_o$  dari ujung-ujung kolom dengan  $l_o$  merupakan nilai terbesar dari (SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.1) :

- Tinggi komponen struktur di joint,  $h = 600 \text{ mm}$
- $1/6$  bentang bersih komponen struktur

$$\frac{1}{6} \times l_n = \frac{1}{6} \times (3000 - 600) = 400 \text{ mm (digunakan)}$$

- 450 mm

Jadi panjang  $l_o$  sebesar 600 mm dari ujung-ujung kolom.

- b. Tentukan spasi maksimum *hoop*,  $s_{max}$ , pada daerah sepanjang  $l_o$  dari ujung-ujung kolom. Nilai  $s_{max}$  merupakan nilai terbesar dari (SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.3):

- Seperempat dimensi komponen struktur minimum

$$\frac{1}{4} \times b = \frac{1}{4} \times 600 = 150 \text{ mm}$$

- 6 kali diameter tulangan longitudinal terkecil

$$6d_b = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$$

- $s_o$ , dengan  $s_o$  tidak melebihi 132 mm dan tidak perlu kurang dari 100 mm.

$$100 + \left( \frac{350 - h_x}{3} \right) = 100 + \left( \frac{350 - 0,5 \times (600 - 2 \times (40 + 16/2))}{3} \right) = 124,67 \text{ mm}$$

Digunakan spasi *hoop* sepanjang  $l_o$  dari ujung-ujung kolom 100 mm.

- c. Penentuan luas tulangan *confinement*.

Untuk daerah sepanjang  $l_o$  dari ujung-ujung kolom total luas penampang *hoop* tidak boleh kurang dari salah satu yang terbesar antara (SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4) :

$$A_{sh1} = 0,3 \left( \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \right) \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \text{ dan } A_{sh2} = 0,09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}}$$

Keterangan :

S = jarak spasi tulangan transversal (mm)

$B_c$  = dimensi potongan melintang dari inti kolom, diukur dari pusat ke pusat dari tulangan pengekang (mm)

$A_g$  = luasan penampang kolom ( $\text{mm}^2$ )

$A_{ch}$  = luasan penampang kolom diukur dari daerah terluar tulangan transversal (mm)

$F_{yt}$  = kuat leleh tulangan transversal (MPa)

### **Arah X**

Dengan asumsi bahwa  $s = 100 \text{ mm}$ ,  $f_{yt} = 400 \text{ Mpa}$ , selimut beton =  $40 \text{ mm}$  dan  $D_s = 16 \text{ mm}$



$$b_c = b - 2(\text{selimut} + \frac{1}{2}db) = 600 - 2(40 + 0,5 \times 16) = 504 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = (b - 2t_{\text{selimut}}) \times (h - 2t_{\text{selimut}}) = (600 - 2 \times 40) \times (900 - 2 \times 40) = 426400 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh} = 0,3 \times \frac{100 \times 504 \times 35}{400} \left[ \left( \frac{540000}{426400} \right) - 1 \right] = 352,49 \text{ mm}^2$$

atau

$$A_{sh} = 0,09 \times \frac{100 \times 504 \times 35}{400} = 396,90 \text{ mm}^2$$

Coba digunakan 2 kaki D16

$$A_s = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 = 402,13 \text{ mm}^2 > A_{sh \min} = 352,49 \text{ mm}^2 \text{ OK}$$

Karena jarak kaki-kaki pengikat maksimum 350mm berdasarkan SNI 2847:2013 Gambar S21.6.4.2, maka dipasang 3 kaki D16

### Arah Y

Dengan asumsi bahwa  $s = 100 \text{ mm}$ ,  $f_{yt} = 400 \text{ MPa}$ , selimut beton = 40 mm dan  $D_s = 16 \text{ mm}$

$$b_c = b - 2(\text{selimut} + \frac{1}{2}db) = 900 - 2(40 + 0,5 \times 16) = 804 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = (b - 2t_{\text{selimut}}) \times (h - 2t_{\text{selimut}}) = (900 - 2 \times 40) \times (500 - 2 \times 40) = 344400 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh} = 0,3 \times \frac{100 \times 804 \times 35}{400} \left[ \left( \frac{540000}{344400} \right) - 1 \right] = 1198,65 \text{ mm}^2$$

atau

$$A_{sh} = 0,09 \times \frac{100 \times 804 \times 35}{400} = 633,15 \text{ mm}^2$$

Coba digunakan 4 kaki D16

$$A_s = 4 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 = 804,25 \text{ mm}^2 > A_{sh \min} = 633,15 \text{ mm}^2 \text{ ..OK}$$

Untuk daerah sepanjang sisa tinggi kolom bersih (tinggi kolom total dikurangi  $l_o$  di masing-masing ujung kolom) diberi *hoops* dengan spasi minimum (SNI2847:2013 pasal 21.6.45) :

- 6 kali diameter tulangan longitudinal terkecil
- $6d_b = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- 150 mm

## **6. Pehitungan gaya geser rencana kolom, $V_e$**

Gaya geser desain yang digunakan untuk menentukan jarak dan luas tulangan transversal ditentukan dari nilai (i), tetapi tidak perlu lebih besar dari nilai (ii), dan harus melebihi nilai (iii) (MacGregor,2009)

$$V_e = \frac{M_{pr3} + M_{pr4}}{l_n}$$

$M_{pr3}$  = Mpr kolom atas

$M_{pr4}$  = Mpr kolom bawah

a. Hitung  $M_{prc,atas}$ , dan  $M_{prc,bawah}$

### **Arah X**

$M_{prc,atas}$ , dan  $M_{prc,bawah}$  didapat dari diagram interaksi,  $P_n$ - $M_{pr}$  kolom. Diagram interaksi didapat dengan menggunakan  $f_s = 1,25 f_y$ . Dari Gambar 4.51 dan Gambar 4.52 diketahui besarnya  $M_{prc,atas}$ , dan  $M_{prc,bawah}$

$M_{prc,atas} = 1435,70 \text{ kNm}$

$M_{prc,bawah} = 1359,40 \text{ kNm}$

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities: (kN-m)				
No.	Pu kN	Mux kN-m	fMnx kN-m	fMn/Mu
1	7229.0	1.0	1435.7	999.999
2	5526.7	100.8	1607.3	15.939
3	5869.3	31.0	1581.9	50.948

**Gambar 4.51** Momen nominal kolom atas  $f_s=1,25f_y$

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities: (kN-m)				
No.	Pu kN	Mux kN-m	fMnx kN-m	fMn/Mu
1	7722.0	0.1	1359.4	999.999
2	5915.8	130.8	1576.6	12.054
3	5869.3	38.8	1580.3	40.688

**Gambar 4.52** Momen nominal kolom bawah  $f_s=1,25f_y$

b. Hitung  $V_e$

$$V_e = \frac{M_{pr,atas} + M_{pr,bawah}}{l_n} = \frac{1435,70 + 1359,40}{2,4} = 1164,625 \text{ kN}$$

c. Hitung  $V_u$

Sedangkan untuk  $M_{pr}$  akibat tulangan terpasang balok yang berada pada Hubungan Balok Kolom (HBK) didapatkan dari perhitungan sebelumnya yaitu

$$V_u = \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{l_u}$$

$$V_u = \frac{426,790 + 220,996}{2,4} = 269,911 \text{ kN}$$

d. Kontrol

$$V_e > V_u$$

$$1164,625 \text{ kN} > 269,911 \text{ kN}$$

Perencanaan Geser memenuhi syarat sesuai **SNI 2847:2013, Pasal 21.6.5.1**, dimana nilai  $V_e$  tidak boleh lebih kecil dari pada nilai gaya geser terfaktor yang dibutuhkan berdasarkan hasil analisa struktur.

Besarnya nilai  $V_u$  akan ditahan oleh kuat geser beton ( $V_c$ ) dan kuat tulangan geser ( $V_s$ ). Nilai  $V_c$  dapat dianggap = 0, sesuai **SNI 2847:2013, Pasal 21.6.5.2**, apabila ;

- a. Cek apakah kontribusi beton diabaikan atau tidak dalam menahan gaya geser desain (untuk daerah sepanjang  $l_o$  dari ujung-ujung kolom)

Kontribusi beton diabaikan dalam menahan gaya geser rencana bila (SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.2) :

- Gaya geser yang ditimbulkan gempa,  $V_{sway}$ , mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum dalam  $l_o$ .
- Gaya tekan aksial terfaktor,  $P_u = 7722.21 \text{ kN} > A_g f'_c / 10 = 1890 \text{ kN}$

Karena  $P_u > \frac{A_g f'_c}{10}$ , maka kontribusi gaya geser yang

disumbangkan oleh beton perlu diperhitungkan.

- b. Hitung tulangan transversal penahan geser untuk daerah sepanjang  $l_o$  dari ujung-ujung kolom.

- Hitung kuat geser beton bila dianggap berkontribusi menahan geser

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \left( 1 + \frac{P_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \\ &= 0,17 \left( 1 + \frac{7722,21}{14 \times 540000} \right) 1 \sqrt{35} \times 600 \times 533 \end{aligned}$$

$= 650168,27\text{ N} = 650,17\text{ kN}$

- Hitung tulangan transversal untuk menahan gaya geser rencana

$$V_s = \frac{Vu}{\phi} - Vc = \frac{269,911}{0,75} - 650,17 = -290,29\text{ kN}$$

→Tulangan transversal penahan geser tidak perlu diperhitungkan. Digunakan hasil perhitungan tulangan transversal sebagai confinement 2D16-100.

**Arah Y**

$M_{prc,atas}$ , dan  $M_{prc,bawah}$  didapat dari diagram interaksi kuat mungkin,  $P_n$ - $M_{pr}$  kolom. Diagram interaksi didapat dengan menggunakan  $f_s = 1,25\text{ }f_y$  dan. Dari Gambar 4.53 dan Gambar 4.54 diketahui besarnya  $M_{prc,atas}$ , dan  $M_{prc,bawah}$

$M_{prc,atas} = 937,20\text{ kNm}$

$M_{prc,bawah} = 888,20\text{ kNm}$

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:				
No.	Pu kN	Muy kN-m	fMny kN-m	fMn/Mu
1	7229.0	38.6	937.2	24.299
2	5526.7	52.9	1044.2	19.750
3	5869.3	306.6	1028.9	3.356

**Gambar 4.53** Momen nominal kolom atas  $f_s=1,25f_y$

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:				
No.	Pu kN	Muy kN-m	fMny kN-m	fMn/Mu
1	7722.0	16.3	888.2	54.590
2	5915.8	91.9	1025.7	11.157
3	5869.3	354.4	1028.0	2.900

**Gambar 4.54** Momen nominal kolom bawah  $f_s=1,25f_y$

a. Hitung  $V_e$

$$V_e = \frac{M_{prc,atas} + M_{prc,bawah}}{l_n} = \frac{937,20 + 888,20}{2,4} = 760,584 \text{ kN}$$

b. Hitung  $V_u$

Sedangkan untuk  $M_{pr}$  akibat tulangan terpasang balok yang berada pada Hubungan Balok Kolom (HBK) didapatkan dari perhitungan sebelumnya yaitu

$$V_u = \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{l_u}$$

$$V_u = \frac{426,790 + 220,996}{2,4} = 269,911 \text{ kN}$$

e. Kontrol

$$V_e > V_u$$

760,584 kN > 269,911 kN.. OK

Perencanaan Geser memenuhi syarat sesuai **SNI 2847:2013, Pasal 21.6.5.1**, dimana nilai  $V_e$  tidak boleh lebih kecil dari pada nilai gaya geser terfaktor yang dibutuhkan berdasarkan hasil analisa struktur. Besarnya nilai  $V_u$  akan ditahan oleh kuat geser beton ( $V_c$ ) dan kuat tulangan geser ( $V_s$ ). Nilai  $V_e$  dapat dianggap = 0, sesuai **SNI 2847:2013, Pasal 21.6.5.2**, apabila ;

a. Cek apakah kontribusi beton diabaikan atau tidak dalam menahan gaya geser desain (untuk daerah sepanjang  $l_o$  dari ujung-ujung kolom)

Kontribusi beton diabaikan dalam menahan gaya geser rencana bila (SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.2) :

- Gaya geser yang ditimbulkan gempa,  $V_{sway}$ , mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum dalam  $l_o$ .
- Gaya tekan aksial terfaktor,  $P_u = 7229,06 \text{ kN} > A_g f'_c / 10 = 1890 \text{ kN}$

Karena  $P_u > \frac{A_g f'_c}{10}$ , maka kontribusi gaya geser yang disumbangkan oleh beton perlu diperhitungkan.

b. Hitung tulangan transversal penahan geser untuk daerah sepanjang  $l_o$  dari ujung-ujung kolom.

- Hitung kuat geser beton bila dianggap berkontribusi menahan geser

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \left( 1 + \frac{P_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \\ &= 0,17 \left( 1 + \frac{7229060}{14 \times 540000} \right) 1 \sqrt{35} \times 900 \times 831,5 \\ &= 1472334,48 \text{ N} = 1472,334 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Hitung tulangan transversal untuk menahan gaya geser rencana

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{269,911}{0,75} - 1472,334 = -1112,45 \text{ kN}$$

→ Tulangan transversal penahan geser tidak perlu diperhitungkan. Digunakan hasil perhitungan tulangan transversal sebagai confinement 4D16-100.

Sedangkan untuk tulangan transversal penahan geser untuk daerah sepanjang sisa tinggi kolom bersih (tinggi kolom total dikurangi  $l_o$  di masing-masing ujung kolom) digunakan spasi minimum sesuai (SNI32847:2013 pasal 21.6.45) :

- 6 kali diameter tulangan longitudinal terkecil  
 $6d_b = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- 150 mm

Maka untuk arah X digunakan hoop 2 kaki D16-100,  
dan untuk arah Y digunakan hoop 4 kaki D16-100

### **Panjang Lewatan Kolom**

Sesuai dengan SNI 2847-2013 Pasal 12.2.3 sambungan lewatan tulangan D22 m dari kolom tengah ditentukan dengan persamaan berikut :

$$l_d = \left( \frac{f_y}{1,1\lambda\sqrt{f'_c}} \frac{\Psi_t\Psi_e\Psi_s}{\left( \frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right)} \right) \times d_b$$

Parameter diatas didefinisikan dengan baik pada pasal 12.2.4 pada SNI 2847:2013, dimana :  $f_y = 400 \text{ MPa}$

$\Psi_t=1$  (situasi lainnya)

$\Psi_e=1$  (tulangan tanpa pelapis)

$\Psi_s=1$  (tulangan lebih besar dari D-22)

$\lambda=1$  (Beton Normal)  $f'_c = 35 \text{ MPa}$

$d_b=22 \text{ mm}$

$c_b$  adalah nilai terkecil dari parameter dibawah ini :

$$c = 50 + 16 + \frac{22}{2} = 77 \text{ mm}$$

$$c = \frac{600 - 2(40 + 13) - 22 \times 4}{4 - 1} = 142,67 \text{ mm}$$

Maka,  $c_b = c_{\min} = 77 \text{ mm}$  sehingga,

$$\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} = \frac{77 + 0}{22} = 3,5 > 2,5 \text{ (nilai maksimum 2,5)}$$

Maka, diambil 2,5

$$l_d = \left( \frac{420}{1,1 \times 1 \sqrt{35}} \frac{1 \times 1 \times 1}{2,5} \right) \times 22 = 567,94 \text{ mm}$$



Sesuai SNI 2847:2013 Pasal 12.15, sambungan lewatan harus diletakan ditengah panjang kolom dan harus dihitung sebagai sambungan tarik. Karena seluruh tulangan pada panjang lewatan disambung, maka sambungan lewatan termasuk kelas B. Sehingga panjang lewatan kolom setelah dikalikan faktor sebesar 1,3 untuk sambungan kelas B adalah :

$$1,3l_d = 1,3 \times 567,94 = 738,33 \approx 750 \text{ mm}$$

## 7. Desain Hubungan Balok-Kolom (HBK)

Pada bagian berikut ini akan ditampilkan desain hubungan balok-kolom interior yang merupakan tempat pertemuan komponen struktur balok dan kolom yang telah didesain sebelumnya, yaitu dengan dimensi kolom 900 x 600 mm dan balok 400 x 600 mm.

### a. Dimensi Join

HBK memiliki luas efektif,  $A_j = 900 \times 600 = 540000 \text{ mm}^2$ .

Panjang HBK diukur sejajar dengan tulangan longitudinal balok yang merangka pada HBK adalah sebesar 600 mm, nilai ini sudah lebih besar daripada 20 kali diameter tulangan longitudinal ( $= 20 \times 22 = 440 \text{ mm}$ ).

### b. Penulangan Transversal untuk *Confinement*

Pada HBK terdapat empat buah balok yang merangka dan lebar balok ( $= 400 \text{ mm}$ ) tidak menutupi  $\frac{3}{4}$  lebar kolom ( $= \frac{3}{4} \times 900 = 675 \text{ mm}$ ), maka kondisi ini dianggap terkekang (SNI 2847:2013 pasal 21.7.4.1). Maka dapat digunakan *Ash* ujung kolom untuk tulangan transversal HBK. Dipasang 4 kaki D16 untuk arah Y dan 3 kaki D16 untuk arah X dengan jarak 100 mm.

### c. Perhitungan Geser di HBK dan Kontrol Kuat Geser

Dari hasil perhitungan geser balok, balok yang merangka pada HBK memiliki  $M_{pr} = -426,790 \text{ kNm}$  dan  $+220,996 \text{ kNm}$ . Pada HBK, kekakuan kolom atas dan kekakuan kolom bawah sama, sehingga faktor distribusi (DF) diambil sebesar 0,5 untuk setiap kolom. Maka:

$$M_c = 0,5 \times (426,790 + 220,996) \text{ kNm} = 323,893 \text{ kNm}$$

Gaya geser dari kolom sebelah atas adalah sebesar:

$$V_{sway} = \frac{M_c}{l} = \frac{323,893 \times 2}{3} = 215,929 \text{ kN}$$

Pada bagian lapis atas balok, baja tulangan yang dipakai adalah Luas tulangan atas adalah 6D19 ( $A_s = 1701,17 \text{ mm}^2$ ), sehingga gaya yang bekerja pada tulangan atas pada sebelah kiri HBK adalah:

$$T_1 = 1,25 A_s f_y = 1,25 \times 1701,17 \times 400 \times 10^{-3} = 850,585 \text{ kN}$$

Gaya tekan yang bekerja pada beton di sisi kiri HBK, sebesar:

$$C_1 = T_1 = 850,585 \text{ kN}$$

Dengan cara yang sama, untuk sisi kanan HBK sama dengan kiri.  $C_2 = T_2 = 850,585 \text{ kN}$

Selanjutnya dengan meninjau kesetimbangan gaya dalam arah horizontal diperoleh:

$$V_u = V_j = V_{sway} - T_1 - C_2$$

$$V_u = V_j = 215,929 - 850,585 - 850,585 = 1485,241 \text{ kN}$$

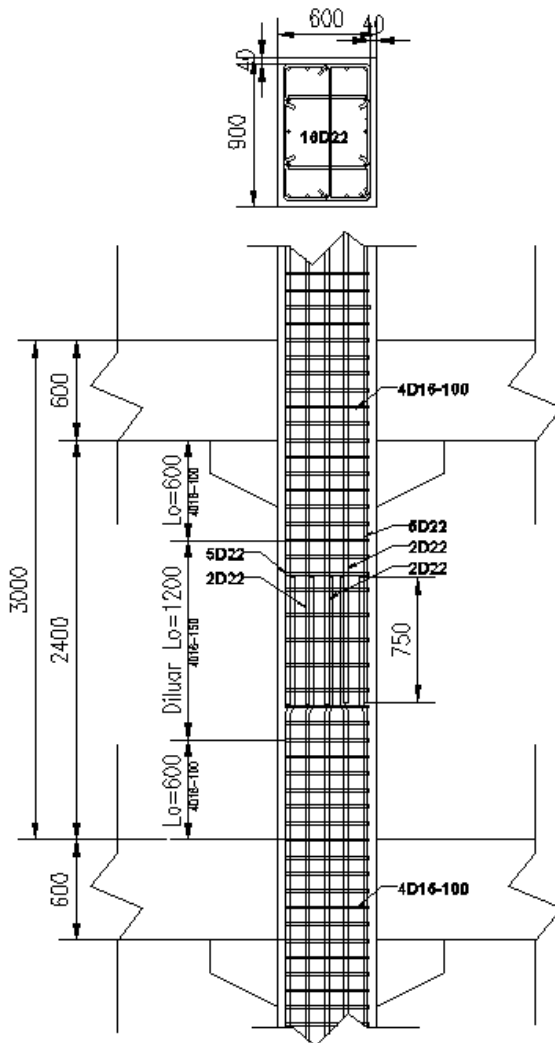
Untuk HBK yang terkekang pada keempat sisinya berlaku kuat geser nominal (SNI 2847:2013 pasal 21.7.4.1):

$$\phi V_n = 0,75 \times 1,7 \times A_j \times \sqrt{f'_c}$$

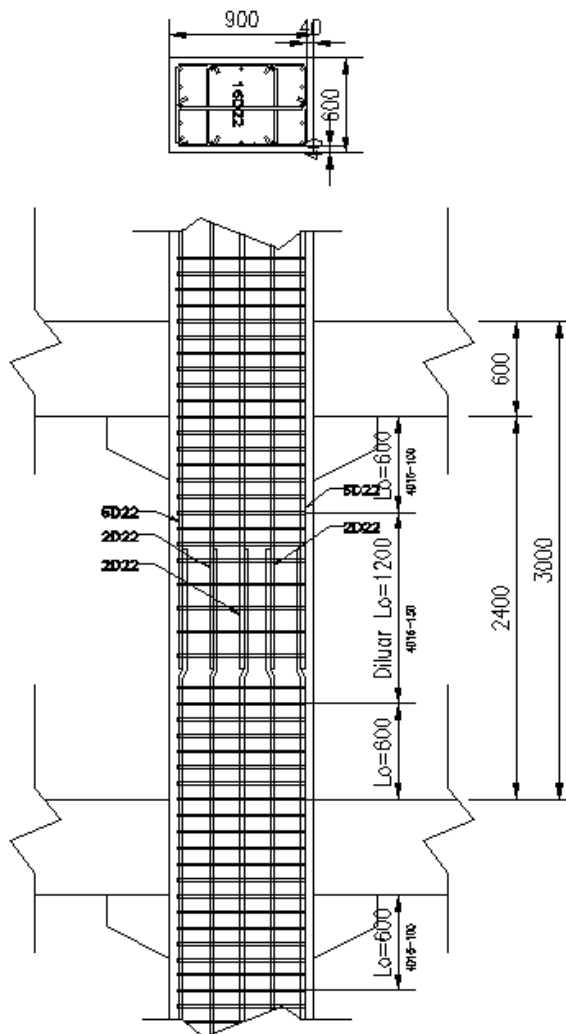
$$\phi V_n = 0,75 \times 1,7 \times 540000 \times \sqrt{35} \times 10^{-3}$$

$$\phi V_n = 4073,221 \text{ kN} > V_u = 1485,241 \text{ kN}..OK, \text{ Kuat geser join terpenuhi}$$

Detail penulangan kolom B1 diperlihatkan pada Gambar 4.55 dan 4.56. sedangkan rekapitulasi perhitungan kebutuhan tulangan kolom dapat dilihat pada Table 4.37 dan 4.38



**Gambar 4.55** Penulangan Kolom lantai B1-3 Pada Penampang Arah X



**Gambar 4.56** Penulangan Kolom Lantai B1-3 Pada Penampang Arah Y

**Tabel 4.37** Rekapitulasi Kebutuhan Tulangan Longitudinal Kolom

Kebutuhan Tulangan Longitudinal Kolom							
Kolom Lantai	b (mm)	h (mm)	f <sub>c</sub> (MPa)	Tulangan Utama		Luas Tulangan (mm <sup>2</sup> )	Jml Batang
				f <sub>y</sub> (MPa)	D Tul. (mm)		
Lantai B1-3	600	900	35	400	22	6082.12	16
Lantai 4 - 8	500	800	35	400	19	4536.46	16
Lantai 9 - 13	500	700	35	400	19	4536.46	16
Lantai 14 -18	500	500	35	400	19	4536.46	16

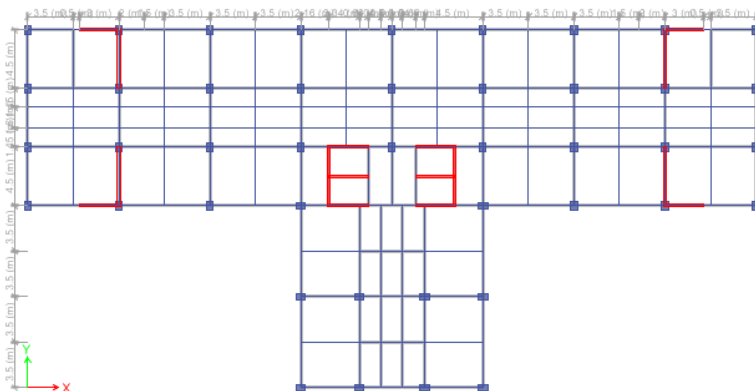
**Tabel 4.38** Rekapitulasi Kebutuhan Tulangan Geser Kolom

Kebutuhan Tulangan Geser Kolom								
Kolom Lantai	b (mm)	h (mm)	Tulangan Geser		Confinement		Jarak Senggang (s) mm	
			f <sub>y</sub> (MPa)	D Tul. (mm)	X	Y	Lo	Diluar Lo
Lantai B1-3	600	900	400	16	3 Kaki	4 Kaki	100	150
Lantai 4 - 8	500	800	400	16	3 Kaki	4 Kaki	100	150
Lantai 9 - 13	500	700	400	16	3 Kaki	4 Kaki	100	150
Lantai 14 -18	500	500	400	16	3 Kaki	3 Kaki	100	150

#### 4.4.3 Perencanaan Dinding Geser

Struktur Gedung Galeri Ciumbuleuit Bandung direncanakan dengan konfigurasi struktur menggunakan sistem ganda yang terdiri dari kombinasi antara sistem rangka pemikul momen dan dinding geser. Dimana dinding geser harus mampu maksimal 75 % gaya geser lateral dan rangkanya mampu memikul sedikitnya 25% gaya lateral.

Dinding Geser yang terdapat pada struktur ini merupakan struktur dinding geser khusus dengan denah dinding diperlihatkan pada Gambar 4.57 secara keseluruhan terdapat 2 tipe dinding geser, dengan tebal 200 mm. Sebagai contoh perhitungan direncanakan dinding geser berdasarkan gaya dalam yang paling menentukan diantara masing masing dinding geser tersebut berdasarkan hasil analisa program bantu ETABS. Pada dinding geser, gaya maksimum terjadi pada dasar dinding, yaitu  $V_u$  maksimum dan momen maksimum  $M_u$ . Jika tegangan lentur diperhitungkan besar tegangan lentur tersebut akan dipengaruhi oleh beban aksial  $N_u$  (Kombinasi beban aksial lentur).



**Gambar 4.57** Denah Penempatan Dinding Geser

#### 4.4.3.1 Perencanaan Dinding Geser Type 1

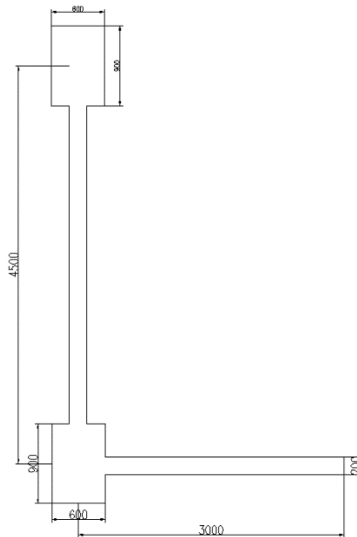
##### Data – Data Desain :

Berikut akan dibahas penulangan *shearwall*. Adapun data-data perhitungan adalah sebagai berikut:

Data-data perencanaan :

- Tebal *Shearwall* ( $h$ ) : 200 mm
- Tinggi *Shearwall* ( $h_w$ ) : 3000 mm
- Panjang *Shearwall* ( $l_{w1}$ ) : 4500 mm
- Panjang *Shearwall* ( $l_{w1}$ ) : 3000 mm
- Tebal Decking ( $d'$ ) : 40 mm
- Diameter Tulangan ( $D$ ) : 16 mm
- Diameter Sengkang ( $\phi$ ) : 13 mm
- Mutu Tulangan ( $f_y$ ) : 400 MPa
- Mutu sengkang ( $f_y$ ) : 400 MPa
- Mutu Beton ( $f'_c$ ) : 35 Mpa

Berikut Penampang dinding geser type diperlihatkan pada Gambar 4.58.



**Gambar 4.58** Penampang Dinding Geser Type 1

### **Analisis Desain Dinding Geser Khusus**

Gaya dalam yang bekerja pada dinding geser diperlihatkan pada Table 4.39. Gaya dalam tersebut didapatkan dari program bantu analisis struktur. Analisis desain dinding geser mengacu pada SNI 1726:2012 Pasal 21.9.

**Tabel 4.39** Rekapitulasi Gaya Dalam Dinding Geser

Load Case/Combo	P (kN)	V sb-x (kN)	V sb-y (kN)	M sb-x (kNm)	M sb-y (kNm)
1.4DL	7630.014	10.660	53.961	233.722	1763.313
1.2DL+1LL+RSPX	10666.038	231.643	394.829	5602.766	29206.109
1.2DL+1LL-RSPX	10666.038	231.643	394.829	5602.766	29206.109
1.2DL+1LL+RSPY	11880.273	686.705	102.203	2794.431	28430.448
1.2DL+1LL-RSPY	11880.273	686.705	102.203	2794.431	28430.448
0.9DL+RSPX	9663.948	227.745	401.998	5696.249	28514.940
0.9DL+RSPY	10878.183	682.807	109.372	2887.915	27739.278
0.9DL-RSPY	10878.183	682.807	109.372	2887.915	27739.278
0.9DL-RSPX	9663.948	227.745	401.998	5696.249	28514.940
1.2DL + 1.6LL	9654.836	17.018	68.190	396.758	3009.612
1.2DL+1LL+Wind	9062.589	16.434	63.199	332.576	2676.465
1.2DL+1LL-Wind	9061.114	17.203	63.578	328.984	2678.341
0.9DL+Wind	8060.499	12.537	56.030	239.093	1985.296
0.9DL-Wind	8059.024	13.305	56.410	235.501	1987.172

#### **4.4.3.1.1 Desain Penulangan Dinding Geser Type 1**

Dinding geser harus mempunyai tulangan geser dan vertikal. Berdasarkan Tabel 4.39 didapatkan gaya dalam terbesar yaitu :

$$\begin{aligned}
 P_u &= 11880,273 \text{ kN} \\
 V_{ux} &= 682,807 \text{ kN} \\
 V_{uy} &= 401,998 \text{ kN} \\
 M_{ux} &= 5602,766 \text{ kNm} \\
 M_{uy} &= 29206,109 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$



Cek dimensi penampang terhadap gaya geser terfaktor

Untuk semua segmen *shearwall* nilai  $V_n$  tidak boleh lebih besar dari  $0,66A_{cv}\sqrt{f'c}$  (SNI 2847:2013 pasal 21.9.4.4).

$$V_n = \frac{V_u}{\phi}; \phi = 0,75$$

- Untuk dinding arah  $x$

$$V_{nx} = \frac{V_{ux}}{\phi} = \frac{682,807}{0,75} = 910,41 \text{ kN}$$

$$A_{cv1} = l_{wx} \times t = 3 \times 0,2 = 0,6 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} 0,66A_{cv}\sqrt{f'c} &= 0,66 \times 600000\sqrt{35} \\ &= 2342767,59 \text{ N} = 2342,77 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_{nx} < 0,66A_{cv}\sqrt{f'c} \rightarrow \text{oke}$$

- Untuk dinding arah  $y$

$$V_{ny} = \frac{V_{uy}}{\phi} = \frac{401,998}{0,75} = 535,997 \text{ kN}$$

$$A_{cv2} = l_{wy} \times t = 4,5 \times 0,2 = 0,9 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} 0,66A_{cv}\sqrt{f'c} &= 0,66 \times 900000\sqrt{35} \\ &= 3514151,39 \text{ N} = 3514,15 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_{ny} < 0,66A_{cv}\sqrt{f'c} \rightarrow \text{oke}$$

Cek jumlah lapis tulangan yang dibutuhkan

Bila  $V_u$  melebihi  $0,17\lambda A_{cv}\sqrt{f'c}$  harus digunakan dua tirai tulangan berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.9.2.2.

- Untuk dinding arah  $x$

$$A_{cv} = l_{wx} \times h = 3000 \times 200 = 0,6 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

$$V_{ux} \geq 0,17\lambda A_{cv}\sqrt{f'c}$$

$$\geq 0,17 \times 600000 \times \sqrt{35} = 603440,14 \text{ N}$$

682,807 kN  $\geq$  603,440 kN  $\rightarrow$  digunakan 2 tirai tulangan

- Untuk dinding arah y

$$A_{cv} = l_{wy} \times h = 4500 \times 200 = 0,9 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

$$V_{uy} \geq 0,17 \lambda A_{cv} \sqrt{f'c}$$

$$\geq 0,17 \times 9000000 \times \sqrt{35} = 905160,21 \text{ N}$$

401,998 kN < 905,16 kN  $\rightarrow$  digunakan 1 tirai tulangan

Karena kebutuhan tulangan arah x dua tirai tulangan, maka arah y disamakan menjadi dua tirai.

#### Perhitungan kuat geser yang disumbangkan beton

Menentukan kuat geser beton ( $V_c$ ) sesuai SNI 2847:2013 Pasal 11.9.6, dimana  $V_c$  diambil yang lebih kecil diantara persamaan berikut :

- Untuk dinding arah y

$$d = 0,8 \times l_w = 0,8 \times 4500 = 3600$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,27 \lambda \sqrt{f'c} \times h \times d + \frac{p_u \times d}{4 l_w} \\ &= 0,27 \times \sqrt{35} \times 200 \times 3600 + \frac{11880,273 \times 3600}{4 \times 4500} \\ &= 1173846,456 \text{ N} = 1173,847 \text{ kN} \dots\dots\dots(1) \end{aligned}$$

$$V_c = \left( 0,05 \lambda \sqrt{f'c} + \frac{l_w \left( 0,1 \lambda \sqrt{f'c} + 0,2 \frac{p_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_{ux}}{V_{ux}} - \frac{l_w}{2}} \right) h d$$

$$= \left( 0,05\sqrt{35} + \frac{4500 \left( 0,1\sqrt{35} + 0,2 \frac{11880273}{4500 \times 200} \right)}{\frac{29206,109 \times 10^6}{401998} - \frac{4500}{2}} \right) 200 \times 3600$$

$$= 361704 \text{ N} = 361,704 \text{ kN} \dots\dots\dots(2)$$

Maka,  $V_c = 361,704 \text{ kN}$

- Untuk dinding arah x

$$d = 0,8 \times l_w = 0,8 \times 3000 = 2400$$

$$V_c = 0,27\lambda\sqrt{f_c'} \times h \times d + \frac{p_u \times d}{4l_w}$$

$$= 0,27 \times \sqrt{35} \times 200 \times 2400 + \frac{11880273 \times 2400}{4 \times 3000}$$

$$= 3142778,54 \text{ N} = 3142,778 \text{ kN} \dots\dots\dots(1)$$

$$V_c = \left( 0,05\lambda\sqrt{f_c'} + \frac{l_w \left( 0,1\lambda\sqrt{f_c'} + 0,2 \frac{p_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_{uy}}{V_{uy}} - \frac{l_w}{2}} \right) hd$$

$$= \left( 0,05\sqrt{35} + \frac{3000 \left( 0,1\sqrt{35} + 0,2 \frac{11880273}{3000 \times 200} \right)}{\frac{5602,766 \times 10^6}{682807} - \frac{3000}{2}} \right) 200 \times 2400$$

$$= 1119460,57 \text{ N} = 1119,461 \text{ kN} \dots\dots\dots(2)$$

Maka,  $V_c = 1119,461 \text{ kN}$

### Perhitungan tulangan transversal dan longitudinal

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.3 spasi tulangan transversal tidak boleh melebihi dari poin berikut :

- $\frac{l_w}{5} = \frac{3000}{5} = 500 \text{ mm}$
- $3h = 3 \times 200 = 600 \text{ mm}$
- 450 mm

a. Hitung kebutuhan tulangan transversal untuk menahan geser

- Untuk dinding arah x

$$V_s = \frac{V_{ux}}{\phi} - V_c = \frac{682,807}{0,75} - 361,704 = 548,705 \text{ kN}$$

Digunakan tulangan transversal 2D13 dengan  $s = 100 \text{ mm}$

$$A_{vt} = 265,57 \text{ mm}^2$$

$$V_s = \frac{A_{vt} f_y d}{s} = \frac{265,57 \times 400 \times 2400}{100} = 2549,472 \text{ kN}$$

- Untuk dinding arah y

$$V_s = \frac{V_{uy}}{\phi} - V_c = \frac{401,998}{0,75} - 1119,461 = -583,464 \text{ kN}$$

Karena hasil  $V_s$  negatif, maka jarak tulangan transversal digunakan jarak tulangan minimum atau disamakan dengan arah x. Dipakai tulangan transversal D13-200

$$V_s = \frac{A_{vt} f_y d}{s} = \frac{265,57 \times 400 \times 3600}{100} = 3824,21 \text{ kN}$$

b. Cek batas minimum tulangan longitudinal dan transversal  
Rasio tulangan transversal dan longitudinal ( $\rho_t$  dan  $\rho_l$ ) minimal sebesar 0,0025 dan spasi antar tulangan, baik longitudinal maupun transversal tidak melebihi 450 mm (SNI 2847:2013 pasal 21.9.2.1)

- Untuk dinding arah  $x$  dan arah  $y$ 
  - Tulangan transversal (2D13-100)
 
$$\rho_t = \frac{A_{vt}}{t \times s} = \frac{265,57}{200 \times 100} = 0,0132 \rightarrow \text{memenuhi syarat}$$
  - Tulangan longitudinal  
 Tulangan longitudinal direncanakan menggunakan D16 ( $A_{vl} = 201,06 \text{ mm}^2$ ) dengan  $s = 100 \text{ mm}$ 

$$\rho_l = \frac{A_{vt}}{t \times s} = \frac{201,06}{200 \times 100} = 0,010 \rightarrow \text{memenuhi syarat}$$

c. Menentukan kuat geser nominal penampang

- Untuk dinding arah  $x$ 

$$V_{nx} = V_c + V_s = 361,704 + 2549,472 = 2911,176 \text{ kN}$$
- Untuk dinding arah  $y$ 

$$V_{ny} = V_c + V_s = 1119,461 + 3824,21 = 493,671 \text{ kN}$$

Nilai  $V_n$  yang digunakan tidak boleh melebihi (SNI 2847-2013 pasal 21.9.4.1):

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$$

- Untuk dinding arah  $x$ 

$$\alpha_c = 0,17$$

$$V_n = 600000 (0,17 \sqrt{35} + 0,0132 \times 400) = 3186,163 \text{ kN}$$
- Untuk dinding arah  $y$ 

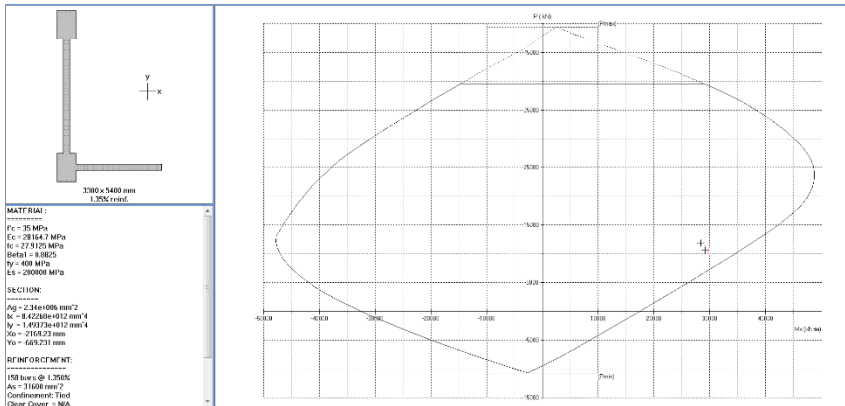
$$\alpha_c = 0,17$$

$$V_n = 900000 (0,17 \sqrt{35} + 0,010 \times 400) = 4505,160 \text{ kN}$$

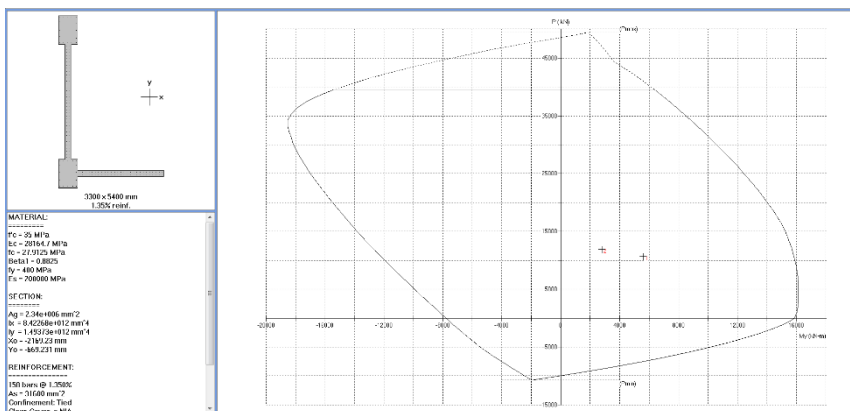
d. Kontrol tulangan penahan kombinasi aksial dan lentur

Pada boundary element shearwal dipasang tulangan 16D22. Untuk tulangan longitudinalnya menggunakan hasil perhitungan

sebelumnya, yaitu D16-100. Pengecekan dilakukan melalui diagram interaksi P-M hasil program PCACOL. Dari Gambar 4.59 dan 4.60 diketahui bahwa persyaratan tulangan shearwall yang dirancang masih memenuhi persyaratan.



**Gambar 4.59** Diagram Interaksi P-M *shearwall arah X*



**Gambar 4.60** Diagram Interaksi P-M *shearwall arah Y*

e. Cek apakah dibutuhkan elemen pembatas khusus

Penentuan elemen pembatas khusus berdasarkan pendekatan perpindahan (*Displacement Method*). Elemen pembatas khusus ini diperlukan bila (SNI 2847:2013 pasal 21.9.6.2).

$$c \geq \frac{l_w}{600(\delta_u/h_w)}$$



**Gambar 4.61** Nilai simpangan pada dinding geser terbesar

Dari hasil analisis menggunakan program bantu PCACOL didapatkan tulangan shearwall D16-100, maka As yang didapat yaitu 31600 mm<sup>2</sup>

$$\alpha = \frac{As \text{ pasang} \times fy}{(0,85 \times f'c \times b)} = \frac{31600 \times 400}{(0,85 \times 35 \times 3000)} = 141,625 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,05 \frac{(f'c-28)}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{(35-28)}{7} = 0,80$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{141,625}{0,80} = 177,031 \text{ mm}$$

nilai  $c = 1327,73 \text{ mm}$ . Sementara untuk nilai  $\delta_u$  didapat dari Gambar 4.55, yaitu sebesar 72,60

$$\delta_u/h_w = 72,60/63000 = 0,0015 \text{ mm}$$

0,0015 mm, sehingga :

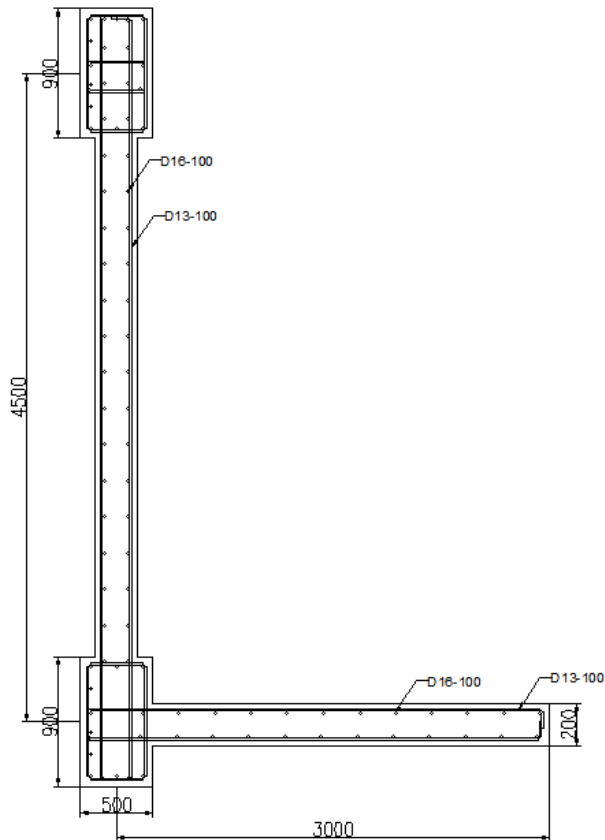
$$\delta_u/h_w < 0,007 \rightarrow \text{dipakai } \delta_u/h_w = 0,007$$

$$\frac{l_w}{600(\delta_u/h_w)} = \frac{4500}{600(0,007)} = 1071,43 \text{ mm}$$

$$c < \frac{l_w}{600(\delta_u/h_w)} \rightarrow \text{tidak dibutuhkan pembatas khusus}$$

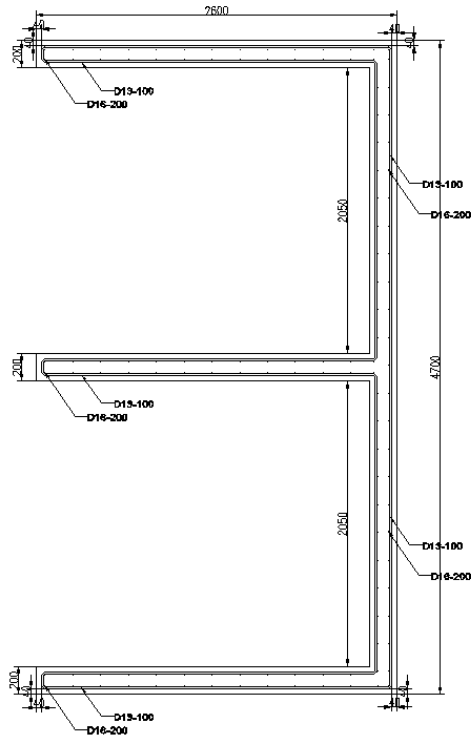
Gambar penulangan shearwall diperlihatkan pada Gambar 4.62 dan 4.63





**Gambar 4.62** Rencana penulangan *shearwall type 1*

Perencanaan Shearwall type 2 dihitung dengan cara yang sama, maka didapatkan tulangan dua tirai dengan D16-200mm



**Gambar 4.63** Rencana penulangan *shearwall type 2*

#### 4.5 Perencanaan Sambungan

Sambungan berfungsi sebagai penyalur gaya-gaya yang dipikul oleh elemen struktur ke elemen struktur yang lainnya. Gaya-gaya tersebut untuk selanjutnya diteruskan ke pondasi. Selain itu desain sambungan dibuat untuk menciptakan kestabilan. Suatu sambungan diharapkan dapat mentransfer beberapa gaya secara bersamaan.

Sambungan basah relatif mudah dalam pelaksanaannya jika dibandingkan dengan sambungan kering (*non topping*) seperti *mechanical connection* dan *welding connection* yang cukup rumit. Untuk sambungan basah dalam daerah *joint*, diberikan tulangan yang dihitung berdasarkan panjang penyaluran dan sambungan lewatan. Selain itu juga dilakukan perhitungan geser friksi yaitu geser beton yang berbeda umurnya antara beton pracetak dengan beton *topping*. Di dalam pelaksanaan biasanya dipakai stud tulangan (*shear connector*) yang berfungsi sebagai penahan geser dan sebagai pengikat antara pelat pracetak dan pelat *topping* agar pelat bersifat secara monolit dalam satu kesatuan integritas struktur.

Dalam pelaksanaan konstruksi beton pracetak, sebuah sambungan yang baik selalu ditinjau dari segi praktis dan ekonomis. Selain itu perlu juga ditinjau *service ability*, kekuatan dan produksi. Faktor kekuatan khususnya harus dipenuhi oleh suatu sambungan karena sambungan harus mampu menahan gaya-gaya yang dihasilkan oleh beberapa macam beban. Beban-beban tersebut dapat berupa beban mati, beban hidup, beban gempa dan kombinasi dari beban-beban tersebut.

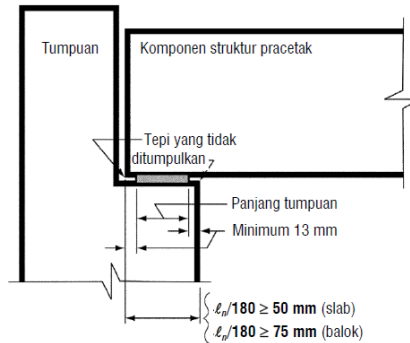
Sambungan antar elemen beton pracetak tersebut harus mempunyai cukup kekuatan, kekakuan dan dapat memberikan kebutuhan daktilitas yang disyaratkan.

Baik sambungan cor setempat maupun sambungan *grouting* sudah banyak dipergunakan sebagai salah satu pemecahan masalah dalam mendesain konstruksi pracetak yang setara dengan konstruksi cor setempat (*cast in situ*).

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 16.6.2.2, adalah

- $D = 1/180 L_n$
- Untuk slab masif atau inti berongga (*hollow-core*) 50 mm
- Untuk balok atau komponen struktur bertangkai (*stemmed*) 75 mm

Dimana  $L_n$  = bentang bersih elemen pracetak

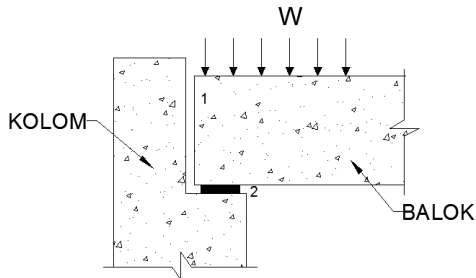


**Gambar 4.64** Panjang Penyaluran Pracetak pada Tumpuan

#### 4.5.1 Konsep Desain Sambungan

##### 4.5.1.1 Mekanisme Pemindahan Beban

Tujuan dari sambungan adalah memindahkan beban dari satu elemen pracetak ke elemen lainnya atau sebaliknya. Pada setiap sambungan, beban akan ditransfer melalui elemen sambungan dengan mekanisme yang bermacam-macam. Untuk menjelaskan mekanisme pemindahan beban, diambil contoh seperti Gambar 4.65 dimana pemindahan beban diteruskan kekolom dengan melalui tahap sebagai berikut :



**Gambar 4.65** Mekanisme Pemindahan Beban

1. Beban diserap pelat dan ditransfer ke balok menuju perletakan dengan kekuatan geser
2. korbil menyerap gaya vertikal dari perletakan dengan kekuatan geser dan lentur dari tulangan.
3. Gaya geser vertikal dan lentur diteruskan ke korbil.
4. Kolom beton memberikan reaksi terhadap tulangan.

#### 4.5.1.2Klasifikasi Sambungan

Sistem pracetak didefinisikan dalam dua kategori yaitu lokasi penyambungan dan jenis alat penyambungan :

##### 1. Lokasi penyambungan

Portal daktail dapat dibagi sesuai dengan letak penyambung dan lokasi yang diharapkan terjadi pelelehan atau tempat sendi daktailnya. Simbol-simbol di bawah ini digunakan untuk mengidentifikasi perilaku dan karakteristik pelaksanaannya.

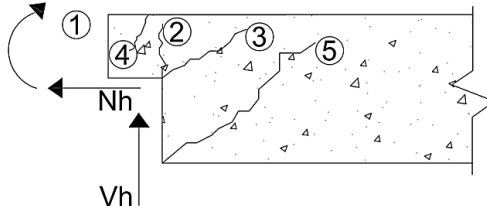
- *Strong*, sambungan elemen-elemen pracetak yang kuat dan tidak akan leleh akibat gempa-gempa yang besar.
- *Sendi*, sambungan elemen-elemen pracetak bila dilihat dari momen akibat beban lateral gempa dapat bersifat sebagai sendi.
- *Daktail*, sambungan elemen-elemen pracetak yang daktail dan berfungsi sebagai pemencar energi.
- Lokasi sendi plastis

## 2. Jenis alat penyambung

- *Shell pracetak* dengan bagian intinya di cor beton setempat
- *Cold joint* yang diberi tulangan biasa
- *Cold joint* yang diberi tulangan pracetak parsial, dimana joint digROUT.
- *Cold joint* yang diberi tulangan pracetak parsial, dimana joint tidak digROUT.
- Sambungan-sambungan mekanik

### 4.5.2 Pola-Pola Kehancuran

Sebagian perencanaan diharuskan untuk menguji masing masing pola-pola kehancuran. Pada dasarnya pola kehancuran kritis pada sambungan sederhana akan tampak nyata. Sebagai contoh pada kehancuran untuk sambungan sederhana dapat dilihat pada Gambar 4.66

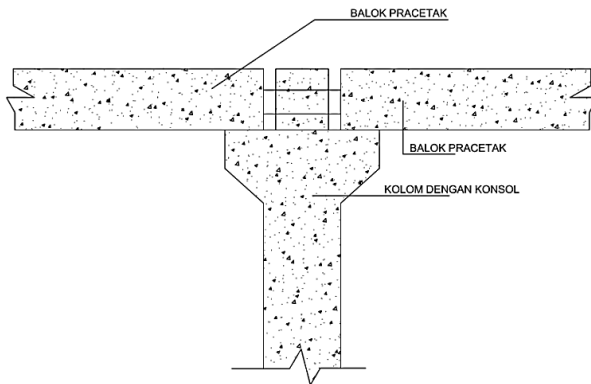


**Gambar 4.66** Model keruntuhan

PCI desain handbook memberikan 5 pola kehancuran yang harus diselidiki pada waktu perencanaan *dapped-end* dari balok yaitu sebagai berikut :

- 1) Lentur dan gaya tarik aksial pada ujung
- 2) Tarik diagonal yang berasal dari sudut ujung
- 3) Geser langsung antar tonjolan dengan bagian utama balok
- 4) Tarik diagonal pada ujung akhir
- 5) Perletakan pada ujung atau tonjolan

Pada tugas akhir ini penulis merencanakan sistem balok pracetak yang mampu menumpu pada kolom dengan bantuan konsol pendek pada saat proses pencapaian penyambungan sebelum komposit sehingga mencapai kekuatan yang benar-benar monolit (menyatu dan berkesinambungan). Berikut disajikan permodelannya dalam Gambar 4.67 berikut ini :



**Gambar 4.67** Model Sambungan Balok pada Konsol Kolom

#### 4.5.3 Penggunaan Topping Beton

Penggunaan topping beton komposit disebabkan karena berbagai pertimbangan. Tujuan utamanya adalah :

- 1) Untuk menjamin agar lantai beton pracetak dapat bekerja sebagai satu kesatuan diafragma horizontal yang cukup kaku.
- 2) Agar penyebaran atau distribusi beban hidup vertical antar komponen pracetak lebih merata.
- 3) Meratakan permukaan beton karena adanya perbedaan penurunan atau camber mereduksi kebocoran air.

Tebal topping umumnya berkisar antara 50 mm sampai 100 mm. Pemindahan sepenuhnya gaya geser akibat beban lateral pada komponen struktur komposit tersebut akan bekerja dengan baik selama tegangan geser horizontal yang timbul tidak melampaui  $5,50 \text{ kg/cm}^2$ . Bila tegangan geser tersebut dilampaui,

maka topping beton tidak boleh dianggap sebagai struktur komposit, melainkan harus dianggap sebagai beban mati yang bekerja pada komponen beton pracetak tersebut. Kebutuhan baja tulangan pada topping dalam menampung gaya geser horizontal tersebut dapat direncanakan dengan menggunakan geser friksi (*shear friction concept*).

$$A_{vf} = \frac{V_n}{f_y \times \mu} \geq A_{vf} \text{ min}$$

dimana :

$A_{vf}$  = luas tulangan geser friksi

$V_n$  = luas geser nominal  $< 0,2 f_c A_c$  (Newton)

$< 5,5 A_c$  (Newton)

$A_c$  = luas penampang beton yang memikul penyaluran geser

$F_y$  = kuat leleh tulangan

$\mu$  = koefisien friksi (1)

$A_{vf} \text{ min} = 0,018 A_c$  untuk baja tulangan mutu  $< 400 \text{ Mpa}$

$= 0,018 \times 400/f_y$  untuk tulangan  $f_y > 400 \text{ Mpa}$  diukur

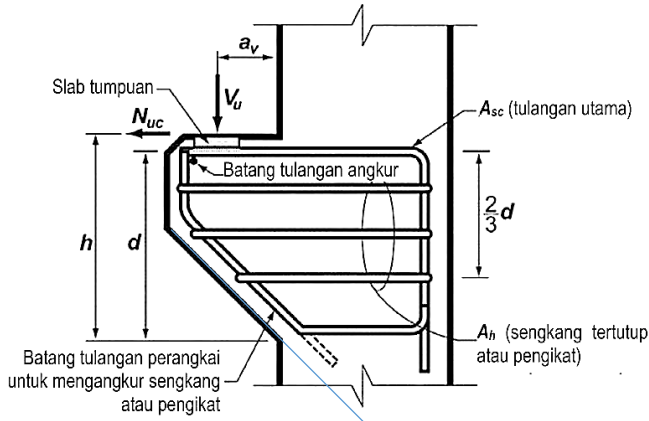
pada tegangan leleh 0,35% dalam segala hal tidak boleh kurang dari 0,0014  $A_c$

#### 4.5.4 Perencanaan Sambungan Balok dan Kolom

##### 4.5.4.1 Perencanaan Konsol Pada Kolom

Pada perencanaan sambungan antara balok induk dan kolom dipergunakan sambungan dengan menggunakan konsol pendek. Balok induk diletakan pada konsol yang berada pada kolom yang kemudian dirangkai menjadi satu kesatuan. Perencanaan konsol pada kolom tersebut mengikuti persyaratan yang diatur dalam SNI 2847:2013 Pasal 11.8 mengenai konsol pendek. Bentuk konsol pendek yang dipakai dapat dilihat pada Gambar 4.68.





**Gambar 4.68** Geometrik Konsol Pendek

Ketentuan SNI 2847:2013 pasal 11.8 tentang perencanaan konsol pendek yang diatur sebagai berikut :

1. Perencanaan konsol pendek dengan rasio bentang geser terhadap tinggi  $a_v/d$  tidak lebih besar dari satu, dan dikenai gaya tarik horizontal terfaktor,  $N_{uc}$ , tidak lebih besar daripada  $V_u$ . Tinggi efektif  $d$  harus ditentukan di muka tumpuan
2. Tinggi di tepi luar luas tumpuan tidak boleh kurang dari  $0,5d$
3. Penampang di muka tumpuan harus didesain untuk menahan secara bersamaan  $V_u$  suatu momen terfaktor  $V_{ua} + N_{uc}(h-d)$ , dan gaya tarik horizontal terfaktor,  $N_{uc}$ 
  - 1) Dalam semua perhitungan desain yang sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8,  $\phi$  harus diambil sama dengan 0,75
  - 2) Desain tulangan geser-friksi  $A_{vf}$  untuk menahan  $V_u$  harus sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.6:
    - a) Untuk beton berat normal,  $V_n$  tidak boleh melebihi yang terkecil dari  $0,2f'_c b_w d$ ,  $(3,3+0,08f'_c)b_w d$ , dan  $11 b_w d$ .
    - b) Untuk beton ringan atau ringan pasir,  $V_n$  tidak boleh diambil lebih besar dari yang lebih kecil dari  $(0,2 - 0,07 \frac{a}{d}) f'_c b_w d$  dan  $(5,5 - 1,9 \frac{a}{d}) b_w d$

- c) Tulangan  $A_f$  untuk menahan terfaktor
    - a.  $[V_u a_v + N_{uc}(h - d)]$  harus dihitung menurut SNI 2847:2013 pasal 10.2 dan pasal 10.3
  - d) Tulangan  $A_n$  untuk menahan gaya Tarik terfaktor  $N_{uc}$  harus ditentukan dari  $\phi A_n f_y \geq N_{uc}$ . Gaya tarik terfaktor,  $N_{uc}$  tidak boleh diambil kurang dari  $0,2V_u$  kecuali bila ketentuan dibuat untuk menghindari gaya Tarik.  $N_{uc}$  harus dianggap sebagai beban hidup bahkan bilamana Tarik yang dihasilkan dari kekangan rangkai, susut, atau perubahan suhu.
  - e) Luas tulangan Tarik utama  $A_{sc}$  tidak boleh kurang dari yang lebih besar dari  $(A_f + A_n)$  dan  $\left(\frac{2A_{vf}}{3} + A_n\right)$
4. Luas total  $A_h$ , sengkang tertutup atau pengikat parallel terhadap tulangan Tarik utama tidak boleh kurang dari  $0,5(A_{sc} - A_n)$ , Distribusikan  $A_h$  secara merata dalam  $(2/3)d$  bersebelahan dengan tulangan tarik utama
5.  $\frac{A_{sc}}{bd}$  tidak boleh kurang dari  $0,04 \frac{f'_c}{f_y}$
6. Pada muka depan konsol pendek, tulangan tarik utama  $A_s$  harus diangkur dengan salah satu dari berikut :
- (a) Dengan las struktur pada batang tulangan transversal dengan sedikit berukuran sama; las didesain untuk mengembangkan  $f_y$  tulangan Tarik utama
  - (b) Dengan pembengkokan tulangan tarik utama menjadi bentuk tertutup horizontal atau
  - (c) Dengan suatu cara pengangkurkan baik lainnya
7. Luas tumpuan pada konsol pendek tidak boleh menonjol melampaui bagian lurus batang tulangan tarik utama  $A_s$ , ataupun menonjol melampaui muka dalam dari batang tulangan angkur transversal ( bila batang tulangan tersebut disediakan )

#### 4.5.4.2 Perhitungan Konsol Pada Kolom

##### a. Data perencanaan

Vu output analisis dengan software ETABS = 269197,90 N

Dimensi Balok = 40/60

Dimensi konsol :

bw = 400 mm

h = 400 mm

d = 400 – 40 – 19 = 341 mm

fc' = 35 MPa

fy = 400 MPa

av = 200 mm

Ketentuan yang digunakan dalam perencanaan konsol pendek sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 11.8. Untuk dapat menggunakan SNI 2847:2013 Pasal 11.8, maka geometri konsol pendek serta gaya yang terjadi pada konsol pendek tersebut harus sesuai dengan yang diisyaratkan oleh SNI 2847:2013 Pasal 11.8.1. Syarat tersebut adalah sebagai berikut :

- $a_v/d = 200 / 341 = 0,64 < 1 \quad \dots \text{OK}$

- $N_{uc} \leq V_u$

$$N_{uc} = 0,2 \times 269197,90 = 53839,58 \text{ N} \leq 269197,90 \text{ N} \quad \dots \text{OK}$$

Sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.1, syarat nilai kuat geser

$V_n$  untuk beton normal adalah

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{269197,90}{0,75} = 358930,54 \text{ N}$$

##### b. Menentukan luas tulangan geser friksi

Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 11.8.3.2 (a), untuk beton normal, kuat geser  $V_n$  tidak boleh diambil lebih besar daripada :

$$0,2 f_c' \times b_w \times d = 0,2 \times 35 \times 400 \times 341$$

$$= 954800 \text{ N} > V_n = 358930,54 \text{ N} \quad \dots \text{OK}$$

$$11 b_w d = 11 \times 400 \times 341$$

$$= 1500400 \text{ N} > V_n = 358930,54 \text{ N} \quad \dots \text{OK}$$

$$\begin{aligned}
 A_{vf} &= \frac{V_n}{f_y \times \mu} \\
 &= \frac{358930,54}{400 \times 1,4} \\
 &= 640,95 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

**c. Luas tulangan lentur :**

Perletakan yang akan digunakan dalam konsol pendek ini adalah sendi-rol yang mengijinkan adanya deformasi arah lateral ataupun horizontal, maka gaya horizontal akibat susut jangka panjang dan deformasi rangka balok tidak boleh terjadi. Maka sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.4, akan digunakan  $N_{uc}$  minimum.

$$\begin{aligned}
 M_u &= V_u \times a_v + N_{uc} (h-d) \\
 &= (269197,90 \times 200) + (53839,58 \times (400-341)) \\
 &= 57016115,22 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,76$$

$$R_n = \frac{M_u}{0,9 \times b \times d x^2} = \frac{57016115,22}{0,9 \times 400 \times 341^2} = 1,36$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{11,76} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,76 \times 1,36}{400}} \right) = 0,00347
 \end{aligned}$$

$\rho = 0,00347 < \rho_{\min} = 0,0035$  , maka dipakai  $\rho_{\min} = 0,0035$   
(Menentukan)

$$A_f = \rho \times b \times d$$

$$A_f = 0,0035 \times 400 \times 341$$

$$A_f = 477,4 \text{ mm}^2$$

Jadi dipakai  $A_f = 500 \text{ mm}^2$

Tulangan pokok As :

$$A_n = \frac{N_{uc}}{\phi \times f_y} = \frac{53839,58}{0,75 \times 400} = 179,47 \text{ mm}^2$$

**d. Pemilihan tulangan yang digunakan**

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.5

$$A_s = A_f + A_n = 500 + 179,47 = 679,47 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \left( \frac{2 \times A_{vf}}{3} + A_n \right) = \left( \frac{2 \times 500}{3} \right) + 179,47 = 512,803 \text{ mm}^2$$

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.5

$$A_{s_{\min}} = 0,04 \left( \frac{f_c'}{f_y} \right) b \times d = 0,04 \left( \frac{35}{400} \right) 400 \times 341 = 477,40 \text{ mm}^2$$

$A_s = 679,47 \text{ mm}^2$  menentukan

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.4

$$A_h = 0,5 (A_s - A_n) = 0,5 (679,47 - 179,47) = 250 \text{ mm}^2$$

dipakai tulangan 2D13 ( $A_s = 265,75 \text{ mm}^2$ )

Dipasang sepanjang  $(2/3)d = 227,33 \text{ mm}$  (vertikal)

dipasang 2D13 dengan spasi  $227,33 / 2 = 113,67 \text{ mm} \approx 100 \text{ mm}$

**e. Luas pelat landasan :**

$$V_u = \phi \times (0,85) \times f_c \times A_l$$

$$A_l = \frac{269197,90}{0,85 \times 35 \times 0,75} = 12064,89 \text{ mm}^2$$

dipakai pelat landasan  $100 \times 200 \text{ mm}^2 = 20000 \text{ mm}^2$  ( $t = 15 \text{ mm}$ ).

**4.5.4.3 Perhitungan Sambungan Balok - Kolom**

Sistem sambungan antara balok dengan kolom pada perencanaan memanfaatkan panjang penyaluran dengan tulangan balok, terutama tulangan pada bagian bawah yang nantinya akan dijangkarkan atau dikaitkan ke atas.

Panjang penyaluran diasumsikan menerima tekan dan juga menerima tarik, sehingga dalam perencanaan dihitung dalam dua kondisi, yaitu kondisi tarik dan kondisi tekan.

**a. Panjang penyaluran tulangan deform dalam tekan**

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.3 maka :

$$l_{dc} = \left( \frac{0,24 f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) \times d_b$$

$$l_{dc} = \left( \frac{0,24 \times 400}{1 \times \sqrt{35}} \right) \times 16 = 259,63 \text{ mm}$$

$$l_{dc} = (0,043 f_y) d_b$$

$$= 0,043 \times 400 \times 16 = 275,20 \text{ mm}$$

$$l_{dc} = 300 \text{ mm} \quad (\text{menentukan})$$

**b. Panjang Penyaluran Tulangan Tarik**

Berdasarkan 2847:2013 Pasal 12.2.2, maka :

$$\Psi_t = 1,3; \Psi_e = 1$$

$$l_d = \left( \frac{f_y}{2,1 \lambda} \frac{\Psi_t \Psi_e}{\sqrt{f'_c}} \right) \times d_b$$

$$= \left( \frac{400}{2,1 \times 1} \frac{1,3 \times 1}{\sqrt{35}} \right) \times 16$$

$$= 669,68 \text{ mm}$$

$$l_d > 300 \text{ mm} \dots \text{OK}$$

Maka dipakai panjang penyaluran tulangan tarik  $l_d = 669,68 \text{ mm} \approx 700 \text{ mm}$

**c. Panjang Penyaluran Kait Standar dalam Tarik**

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.5, maka :

$$l_{dh} = \frac{0,24 \psi_e f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} d_b$$

$$l_{dh} \geq 8 d_b$$

$$l_{dh} \geq 150 \text{ mm}$$

$$\Psi_e = 1 \quad ; \lambda = 1$$

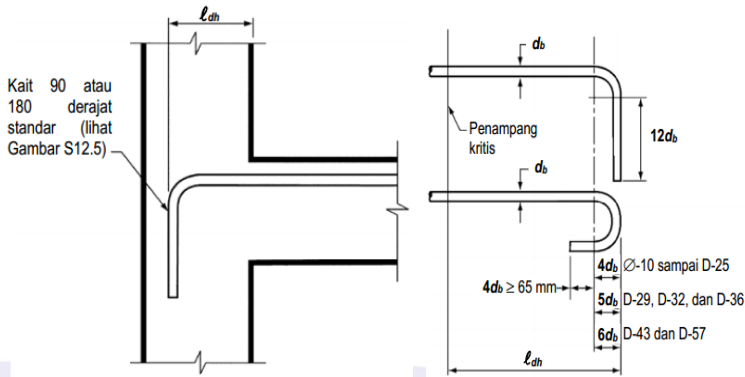
Didapat :

$$l_{dh} = \frac{0,24 \times 1 \times 400}{1 \times \sqrt{35}} \times 16 = 259,63 \text{ mm}$$

$$l_{dh} \geq 8 \times 16 = 128 \text{ mm}$$

$$l_{dh} = 259,63 \text{ mm} \geq 128 \text{ mm} \quad \dots \text{OK}$$

Maka dipakai  $l_{dh} = 259,63 \approx 300 \text{ mm}$  dengan bengkokan minimum panjang penyaluran yang masuk kedalam kolom dengan panjang kait standar  $90^\circ$  sebesar  $12 \text{ db} = 12 \times 16 = 192 \text{ mm}$ , gambar panjang penyaluran diperlihatkan pada Gambar 4.69



**Gambar 4.69** Panjang Penyaluran Kait Standar Balok Induk

#### d. Kontrol Sambungan Balok Kolom (*Beam Column Joint*)

Gaya geser yang mungkin terjadi pada sambungan balok kolom adalah  $T_1 + T_2 - V_h$ .  $T_1$  dan  $T_2$  diperoleh dari tulangan Tarik balok-balok yang menyatu dihubungan balok kolom.

$$\begin{aligned} T_1 &= A_s \times 1,25 f_y = 1701,172 \times 1,25 \times 400 \\ &= 850586,211 \text{ N} = 850,860 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_2 &= A_s' \times 1,25 f_y = 850,586 \times 1,25 \times 400 \\ &= 425293,106 \text{ N} = 425,293 \text{ kN} \end{aligned}$$

### Menghitung besarnya Vh

Perhitungan  $M_{pr}^-$  dengan tulangan 6D19 ( $A_s = 1701,172 \text{ mm}^2$ )

$$a = \frac{A_s' (1,25 \times f_y)}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{1701,172 (1,25 \times 400)}{0,85 \times 35 \times 600} = 47,65 \text{ mm}$$

$$M_{pr}^- = A_s' (1,25 \times f_y) \left( d - \frac{a}{2} \right) = 1701,172 \times (1,25 \times 400) \left( 534,5 - \frac{47,65}{2} \right) \\ = 434373005,60 \text{ Nmm} = 434,373 \text{ kNm}$$

Perhitungan  $M_{pr}^+$  dengan tulangan 3D19 ( $A_s = 850,860 \text{ mm}^2$ )

$$a = \frac{A_s (1,25 \times f_y)}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{850,860 \times (1,25 \times 400)}{0,85 \times 35 \times 600} = 23,84 \text{ mm}$$

$$M_{pr}^+ = A_s' (1,25 \times f_y) \left( d - \frac{a}{2} \right) = 850,860 \times (1,25 \times 400) \left( 534,5 - \frac{23,84}{2} \right) \\ = 222321209,40 \text{ Nmm} = 222,32 \text{ kNm}$$

Besarnya Vh dihitung dengan rumus :

$$Mu = \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{2} = \frac{434,373 + 222,321}{2} = 328,347 \text{ kNm}$$

$$V_h = \frac{Mu}{\frac{Ln}{2}} = \frac{328,347}{(7-0,6)/2} = 102,61 \text{ kN}$$

$$V = T_1 + T_2 - V_h \\ = 850,586 + 425,293 - 102,61 = 1173,27 \text{ kN}$$

Untuk hubungan balok kolom yang terkekang pada keempat sisinya berlaku kuat geser nominal :

$$\phi V_c = \phi 1,7 A_j \sqrt{f'_c}$$

dimana :

$\phi = 0,75$  sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.3.2.3

$V_c$  = Kuat geser beton berat nominal

$A_j$  = Luas penampang efektif dalam HBK

$$\phi V_c = \phi 1,7 A_j \sqrt{f'_c}$$

$$= 0,75 \times 1,7 \times 540000 \times \sqrt{35}$$

$$= 4073220,93 \text{ N} = 4073,22 \text{ kN} > V = 1173,23 \text{ kN} \dots \text{OK}$$



#### 4.5.4.4 Perencanaan Sambungan Balok Induk dan Balok Anak

Pada perencanaan sambungan antara balok induk dan balok anak digunakan sambungan dengan konsol pendek. Balok anak diletakkan pada konsol yang berada pada balok induk yang kemudian dirangkai menjadi satu kesatuan.

##### 1. Perencanaan Konsol Pada Balok Induk

$V_u = 132047 \text{ N}$  (dari analisis struktur sekunder)

Dimensi Balok Anak = 30/50

Dimensi konsol :

$b_w = 300 \text{ mm}$

$h = 300 \text{ mm}$

$d = 300 - 40 - 13 - (0,5 \times 19) = 237,50 \text{ mm}$

$f_c' = 35 \text{ MPa}$

$f_y = 400 \text{ MPa}$

$a_v = 100 \text{ mm}$

$a/d = 100 / 237,50 = 0,42 < 1 \quad \dots \text{OK}$

Ketentuan yang digunakan dalam perencanaan konsol pendek sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 11.8. Untuk dapat menggunakan SNI 2847:2013 Pasal 11.8, maka geometri konsol pendek serta gaya yang terjadi pada konsol pendek tersebut harus sesuai dengan yang diisyaratkan oleh SNI 2847:2013 Pasal 11.8.1. Syarat tersebut adalah sebagai berikut :

- $a/d = 100 / 237,50 = 0,42 < 1 \dots \text{OK}$

- $N_{uc} \leq V_u$

$N_{uc} = 0,2 \times 54300 = 10860 \text{ N} \leq 54300 \text{ N} \dots \text{OK}$

Sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.1, syarat nilai kuat geser

$V_n$  untuk beton normal adalah

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{54300}{0,75} = 72400 \text{ N}$$

##### a. Menentukan luas tulangan geser friksi

Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 11.8.3.2 (a), untuk beton normal, kuat geser  $V_n$  tidak boleh diambil lebih besar daripada :

$$0,2 f_c' \times b_w \times d = 0,2 \times 35 \times 400 \times 237,50 \\ = 665000 \text{ N} > V_n = 72400 \text{ ...OK}$$

$$11 b_w d = 11 \times 400 \times 237,50 \\ = 1045000 \text{ N} > V_n = 72400 \text{ ....OK}$$

$$A_{vf} = \frac{V_n}{f_y \times \mu} \\ = \frac{72400}{400 \times 1,4} \\ = 129,29 \text{ mm}^2$$

### **Luas tulangan lentur**

Perletakan yang akan digunakan dalam konsol pendek ini adalah sendi-rol yang mengijinkan adanya deformasi arah lateral ataupun horizontal, maka gaya horizontal akibat susut jangka panjang dan deformasi rangka balok tidak boleh terjadi. Maka sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.4, akan digunakan  $N_{uc}$  minimum.

$$M_u = V_u \times a_v + N_{uc} (h-d) \\ = (54300 \times 100) + (10860 \times (300-237,5)) \\ = 6108750 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$R_n = \frac{M_u}{0,8 \times b \times d \times x^2} = \frac{6108750}{0,8 \times 400 \times 237,5^2} = 0,34$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ = \frac{1}{13,45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 0,34}{400}} \right) = 0,00086$$

$\rho = 0,00086 < \rho_{min} = 0,0035$  , maka dipakai  $\rho = 0,0035$   
(Menentukan)

$$A_{f1} = \frac{Mu}{0,85\phi f_y d}$$

$$A_{f1} = \frac{6108750}{0,85 \times 0,75 \times 400 \times 237,50}$$

$$A_{f1} = 100,87 \text{ mm}^2$$

$$A_{f2} = \rho \times b \times d$$

$$A_{f2} = 0,0035 \times 400 \times 237,50$$

$$A_{f2} = 332,50 \text{ mm}^2$$

Jadi dipakai  $A_f = 332,50 \text{ mm}^2$

Tulangan pokok  $A_s$  :

$$A_n = \frac{N_{uc}}{\phi \times f_y} = \frac{10860}{0,75 \times 400} = 36,20 \text{ mm}^2$$

#### **b. Pemilihan tulangan yang digunakan**

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.5

$$A_s = A_f + A_n = 332,50 + 36,20 = 368,70 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \left( \frac{2 \times A_{vf}}{3} + A_n \right) = \left( \frac{2 \times 129,29}{3} \right) + 36,20 = 122,39 \text{ mm}^2$$

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.5

$$A_{s_{\min}} = 0,04 \left( \frac{f_c'}{f_y} \right) b \times d = 0,04 \left( \frac{35}{400} \right) \times 400 \times 237,50 = 332,50 \text{ mm}^2$$

$A_s = 332,50 \text{ mm}^2$  menentukan

Maka dipakai tulangan 3D13 ( $A_s = 398,196 \text{ mm}^2$ )

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.4

$$A_h = 0,5 (A_s - A_n) = 0,5 (398,196 - 36,20) = 180,99 \text{ mm}^2$$

dipakai tulangan 2D13 ( $A_s = 265,46 \text{ mm}^2$ )

Dipasang sepanjang  $(2/3)d = 177,33 \text{ mm}$  (vertikal)

dipasang 2D13 dengan spasi  $177,33/2 = 88,67 \text{ mm} \approx 75 \text{ mm}$

**c. Luas pelat landasan**

$$V_u = \phi \times (0,85) \times f_c \times A_l$$

$$A_l = \frac{54300}{0,85 \times 35 \times 0,75} = 2433,62 \text{ mm}^2$$

dipakai pelat landasan  $100 \times 100 \text{ mm}^2 = 10000 \text{ mm}^2$  ( $t = 15 \text{ mm}$ ).

**2. Perencanaan Tulangan Sambungan Balok Induk – Balok Anak**

Sistem sambungan antara balok dengan balok anak pada perencanaan ini memanfaatkan panjang penyaluran dengan tulangan balok, terutama tulangan pada bagian bawah yang nantinya akan dijangkarkan atau dikaitkan ke atas.

Panjang penyaluran diasumsikan menerima tekan dan juga menerima tarik, sehingga dalam perencanaan dihitung dalam dua kondisi, yaitu kondisi tarik dan kondisi tekan.

$$d_b = 16 \text{ mm}$$

**a. Panjang penyaluran tulangan deform dalam tekan**

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.3 maka :

$$l_{dc} = \left( \frac{0,24 f_y}{\lambda \sqrt{f_c'}} \right) \times d_b$$

$$l_{dc} = \left( \frac{0,24 \times 400}{1 \times \sqrt{35}} \right) \times 16 = 259,63 \text{ mm} = 260 \text{ mm}$$

$$l_{dc} = (0,043 f_y) d_b$$

$$= 0,043 \times 400 \times 16 = 275,2 \text{ mm}$$

$$l_{dc} = 300 \text{ mm} \quad (\text{menentukan})$$

**b. Panjang Penyaluran Tulangan Tarik**

Berdasarkan 2847:2013 Pasal 12.2.2, maka :

$$\Psi_t = 1,3 \quad ; \quad \Psi_c = 1$$

$$\begin{aligned}
 l_d &= \left( \frac{f_y}{2,1\lambda} \frac{\Psi_t \Psi_e}{\sqrt{f'c}} \right) \times d_b \\
 &= \left( \frac{400}{2,1 \times 1} \frac{1,3 \times 1}{\sqrt{35}} \right) \times 16 \\
 &= 827,257 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$l_d > 300 \text{ mm}$  ..... OK

Maka dipakai panjang penyaluran tulangan tarik  $l_d = 827,257 \text{ mm} \approx 850 \text{ mm}$

### c. Panjang Penyaluran Kait Standar dalam Tarik

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.5, maka :

$$l_{dh} = \frac{0,24 \psi_e f_y}{\lambda \sqrt{f'c}} d_b$$

$$l_{dh} \geq 8d_b$$

$$l_{dh} \geq 150 \text{ mm}$$

$$\Psi_e = 1 \quad ; \quad \lambda = 1$$

Didapat :

$$l_{dh} = \frac{0,24 \times 1 \times 400}{1 \times \sqrt{35}} \times 16 = 259,63 \text{ mm}$$

$$l_{dh} \geq 8 \times 22 = 176 \text{ mm}$$

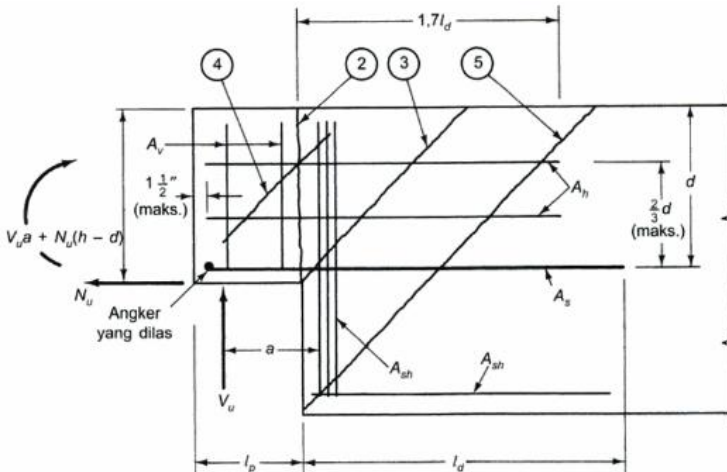
$$l_{dh} = 259,63 \text{ mm} \geq 176 \text{ mm} \quad \text{.....OK}$$

Maka dipakai  $l_{dh} = 259,63 \approx 260 \text{ mm}$  dengan bengkokan minimum panjang penyaluran yang masuk kedalam kolom dengan panjang kait standar  $90^\circ$  sebesar  $12 d_b = 12 \times 16 = 264 \text{ mm}$

### Perencanaan Sambungan Dapped End Beam (PCI 6<sup>th</sup> Edition)

Pada perencanaan sambungan antara balok induk dan balok anak digunakan sambungan *dapped end beam* Seperti yang terlihat pada Gambar 4.70. Sambungan *dapped end* adalah suatu elemen struktural yang tingginya dikurangi di ujung-ujungnya untuk

memberikan dudukan atau landasan yang dibutuhkan di atas korbel atau konsol tanpa kehilangan tinggi bersih di antara lantai yang satu dengan yang lain.



**Gambar 4.70** Sambungan *Dapped End*

$$V_u = 54,30 \text{ kN}$$

$$d = 300 - 40 - 13 - (0,5 \times 19) = 237,50 \text{ mm}$$

$$f_c' = 35 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$a_v = 100 \text{ mm}$$

$$a/d = 100 / 237,50 = 0,42 < 1 \dots \text{OK}$$

$$N_{uc} = 0,2 \times 54300 = 10860 \text{ N}$$

1. Lentur di ujung sambung

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{\phi f_y} \left[ V_u \left( \frac{a}{d} \right) + N_u \left( \frac{h}{d} \right) \right] \\ &= \frac{1}{0,75 \times 400} \left[ 54300 \left( \frac{100}{237,50} \right) + 10860 \left( \frac{300}{237,5} \right) \right] \\ &= 121,94 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

## 2. Geser Langsung

$$\mu_e = \frac{1000\lambda b h \mu}{V_u} = \frac{1000(1)(30 / 2,54)(30 / 2,54)(1,4)}{54300}$$

$$= 3,59 > 3,4 \rightarrow \text{maka pakai } 3,4 \text{ (table 4.3.6.1 PCI 6th Edition)}$$

$$A_s = \frac{2V_u}{3\phi f_y \mu_e} + \frac{N_u}{\phi f_y} = \frac{2 \times 54300}{3 \times 0,75 \times 400 \times 3,4} + \frac{10860}{0,75 \times 400} = 71,69 \text{ mm}^2$$

Maka,  $A_s = 264,76 \text{ mm}^2$  (2D13  $A_s = 265,76 \text{ mm}^2$ )

$$A_n = \frac{N_u}{\phi f_y} = \frac{10860}{0,75 \times 400} = 36,20 \text{ mm}^2$$

$$A_h = 0,5(A_s - A_n) = 0,5 \times (265,76 - 36,20) = 114,78 \text{ mm}^2$$

## Kontrol Kuat Geser

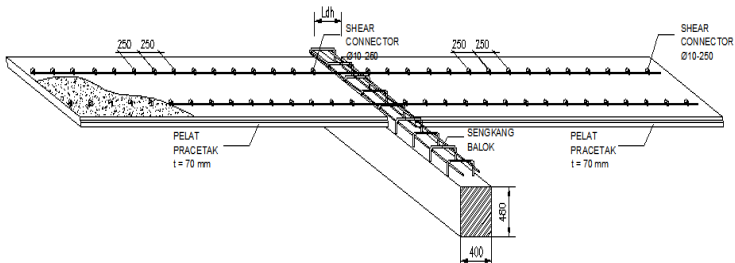
$$\phi V_n = \phi(1000\lambda^2 b d) = \frac{0,75(1000)(1)^2 \left( \frac{30}{2,54} \right) \left( \frac{23,75}{2,54} \right)}{1000}$$

$$= 82,83 \text{ kips} = 368,59 \text{ kN} > V_u = 54,30 \text{ kN} \dots \text{OK}$$

Maka, dipakai (2D13  $A_s = 265,46 \text{ mm}^2$ )

### 4.5.4.5 Perencanaan Sambungan Pelat dan Balok

Sambungan antara balok dengan pelat mengandalkan adanya tulangan tumpuan yang dipasang memanjang melintang tegak lurus di atas balok (menghubungkan stud – stud pelat). Selanjutnya pelat pracetak yang sudah dihubungkan stud-studnya tersebut diberi overtopping dengan cor setempat seperti Gambar 4.71



**Gambar 4.71** Panjang Penyaluran Pelat

### **Panjang Penyaluran Tulangan Pelat Type A**

Berdasarkan perhitungan pada bab sebelumnya, didapatkan hasil penulangan pada pelat type HS sebagai berikut :

$$d_b = 10 \text{ mm}$$

Berdasarkan 2847:2013 Pasal 12.2.2, maka :

$$\Psi_t = 1,3; \Psi_e = 1$$

$$\begin{aligned} l_d &= \left( \frac{f_y}{2,1\lambda} \frac{\Psi_t \Psi_e}{\sqrt{f'_c}} \right) \times d_b \\ &= \left( \frac{400}{2,1 \times 1} \frac{1,3 \times 1}{\sqrt{35}} \right) \times 10 \\ &= 418,55 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$l_d > 300 \text{ mm} \dots \text{OK}$$

Maka dipakai panjang penyaluran tulangan tarik  $l_d = 418,55 \text{ mm} \approx 450 \text{ mm}$

Berikut contoh gambar penyaluran tulangan pelat half slab diperlihatkan pada Gambar 4.72



**Gambar 4.72** Sambungan Antar Half Slab



#### 4.5.4.6 Perencanaa Sambungan Pelat Brodes dan Shearwall

Tumpuan pada bordes tangga yang menumpu di shearwall adalah roll, maka perencanaan dilapangannya tumpuan tersebut harus benar-benar seperti roll. Oleh karena itu, balok bordes diganti dengan konsol pendek yang diberi bearing pad agar terciptanya roll di lapangan. Perhitungan konsol pendek pada bordes tangga adalah sebagai berikut:

$V_u = 21850 \text{ N}$  (dari analisis struktur sekunder)

Dimensi konsol :

$$b_w = 300 \text{ mm}$$

$$h = 300 \text{ mm}$$

$$d = 300 - 40 - 13 - (0,5 \times 19) = 237,50 \text{ mm}$$

$$f_c' = 35 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$a_v = 100 \text{ mm}$$

$$a/d = 100 / 237,50 = 0,42 < 1 \quad \dots \text{OK}$$

Ketentuan yang digunakan dalam perencanaan konsol pendek sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 11.8. Untuk dapat menggunakan SNI 2847:2013 Pasal 11.8, maka geometri konsol pendek serta gaya yang terjadi pada konsol pendek tersebut harus sesuai dengan yang diisyaratkan oleh SNI 2847:2013 Pasal 11.8.1. Syarat tersebut adalah sebagai berikut :

- $a/d = 100 / 237,50 = 0,42 < 1 \dots \text{OK}$

- $N_{uc} \leq V_u$

$$N_{uc} = 0,2 \times 21850 = 4730 \text{ N} \leq 21850 \text{ N} \quad \dots \text{OK}$$

Sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.1, syarat nilai kuat geser

$V_n$  untuk beton normal adalah

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{21850}{0,75} = 29133,34 \text{ N}$$

#### d. Menentukan luas tulangan geser friksi

Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 11.8.3.2 (a), untuk beton normal, kuat geser  $V_n$  tidak boleh diambil lebih besar daripada :

$$0,2 f_c' \times b_w \times d = 0,2 \times 35 \times 400 \times 237,50$$

$$\begin{aligned}
 &= 665000 \text{ N} > V_n = 29133,34 \dots \text{OK} \\
 11 \text{ bw d} &= 11 \times 400 \times 237,50 \\
 &= 1045000 \text{ N} > V_n = 29133,34 \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{vf} &= \frac{V_n}{f_y \times \mu} \\
 &= \frac{29133,34}{400 \times 1,4} \\
 &= 52,024 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

### **Luas tulangan lentur**

Perletakan yang akan digunakan dalam konsol pendek ini adalah sendi-rol yang mengijinkan adanya deformasi arah lateral ataupun horizontal, maka gaya horizontal akibat susut jangka panjang dan deformasi rangka balok tidak boleh terjadi. Maka sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.4, akan digunakan  $N_{uc}$  minimum.

$$\begin{aligned}
 M_u &= V_u \times a_v + N_{uc} (h-d) \\
 &= (21850 \times 100) + (4730 \times (300-237,5)) \\
 &= 2480625 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$R_n = \frac{M_u}{0,8 \times b \times d \times 2} = \frac{2480625}{0,8 \times 400 \times 237,5^2} = 0,137$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{13,45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 0,137}{400}} \right) = 0,000343
 \end{aligned}$$

$\rho = 0,000343 < \rho_{\min} = 0,0035$  , maka dipakai  $\rho = 0,0035$   
(Menentukan)

$$A_{f1} = \frac{Mu}{0,85\phi f_y d}$$

$$A_{f1} = \frac{2480625}{0,85 \times 0,75 \times 400 \times 237,50}$$

$$A_{f1} = 40,960 \text{ mm}^2$$

$$A_{f2} = \rho \times b \times d$$

$$A_{f2} = 0,0035 \times 400 \times 237,50$$

$$A_{f2} = 332,50 \text{ mm}^2$$

Jadi dipakai  $A_f = 332,50 \text{ mm}^2$

Tulangan pokok As :

$$A_n = \frac{N_{uc}}{\phi \times f_y} = \frac{4730}{0,75 \times 400} = 15,76 \text{ mm}^2$$

**e. Pemilihan tulangan yang digunakan**

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.5

$$A_s = A_f + A_n = 332,50 + 15,76 = 348,26 \text{ mm}^2 \text{ (menentukan)}$$

$$A_s = \left( \frac{2 \times A_{vf}}{3} + A_n \right) = \left( \frac{2 \times 129,29}{3} \right) + 15,76 = 101,95 \text{ mm}^2$$

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.5

$$A_{s_{\min}} = 0,04 \left( \frac{f_c'}{f_y} \right) b \times d = 0,04 \left( \frac{35}{400} \right) \times 300 \times 237,50 = 249,38 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 249,38 \text{ mm}^2$$

Maka dipakai tulangan 3D13 ( $A_s = 398,196 \text{ mm}^2$ )

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.4

$$A_h = 0,5 (A_s - A_n) = 0,5 (398,196 - 15,76) = 191,22 \text{ mm}^2$$

dipakai tulangan 2D13 ( $A_s = 265,46 \text{ mm}^2$ )

Dipasang sepanjang  $(2/3)d = 177,33 \text{ mm}$  (vertikal)

dipasang 2D13 dengan spasi  $177,33/2 = 88,67 \text{ mm} \approx 75 \text{ mm}$

**f. Luas pelat landasan**

$$V_u = \phi \times (0,85) \times f_c \times A_l$$

$$A_l = \frac{21850}{0,85 \times 35 \times 0,75} = 979,272 \text{ mm}^2$$

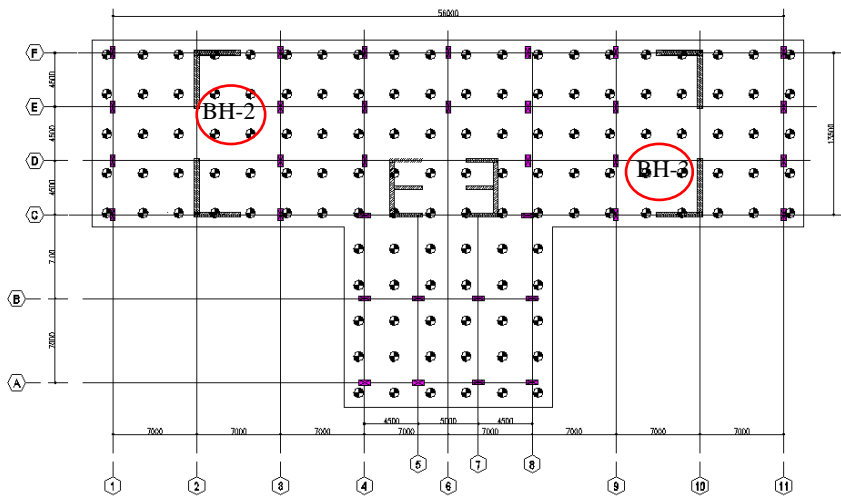
dipakai pelat landasan  $3500 \times 100 \text{ mm}^2 = 35000 \text{ mm}^2$  ( $t = 15 \text{ mm}$ ) yang digunakan sepanjang konsol yang terbebani pelat bordes

**4.6 Perencanaan Pondasi****4.6.1 Umum**

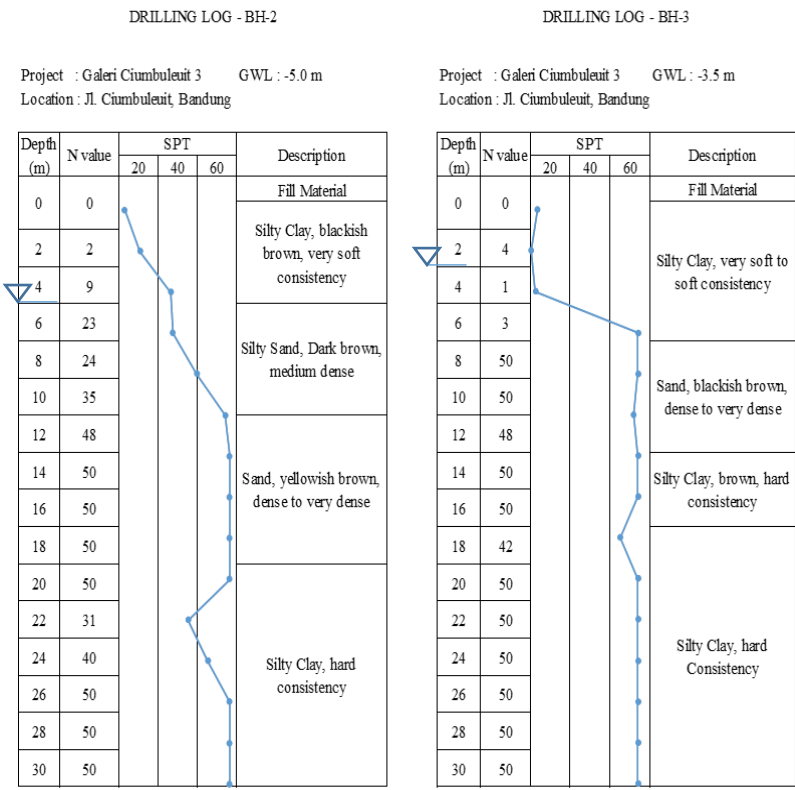
Pondasi merupakan bangunan perantara untuk meneruskan beban bagian atas dan gaya-gaya yang bekerja pada pondasi tersebut ke tanah pendukung di bawahnya. Untuk merencanakan pondasi harus memperhatikan beberapa hal diantaranya jenis tanah, kondisi tanah dan struktur tanah, karena sangat berkaitan dengan daya dukung tanah tersebut dalam memikul beban yang yang terjadi di atasnya. Penyelidikan atas tanah tersebut sangatlah perlu dilakukan agar mendapatkan parameter-parameter sebagai masukan dalam perencanaan, agar didapatkan pondasi yang aman, ekonomis dan efisien. pondasi pada apartemen galeri ciumbuleuit bandung ini direncanakan menggunakan tiang bore pile dengan desain poer seperti pondasi rakit (*raft foundation*) seperti yang terlihat pada Gambar 4.73.

#### 4.6.2 Data Soil Investigation

Pada perancangan pondasi gedung Apartemen Galeri Ciumbuleuit Bandung diperlukan data-data teknis yaitu data beban atau reaksi perletakkan dan data tanah. Untuk mengetahui daya dukung tanah diperlukan data-data pengujian tanah / soil investigation. Data-data soil investigation yang dibutuhkan adalah data yang didapat berdasarkan pengujian tanah di lapangan. Pengujian lapangan bor tanah dilakukan pada 2 titik. Pada pengujian bor tanah ini didapatkan data jenis dan lapisan tanah, muka air tanah, dan dilakukan juga pengujian SPT (*Standard Penetration Test*). Selain pengujian bor tanah, dilakukan pengujian lapangan lainnya yaitu pengujian sondir atau CPT (*Cone Penetration Test*). Gambar 4.74 di bawah ini menunjukkan lokasi pengujian bor tanah dan SPT, serta pengujian sondir. Grafik boring log dapat dilihat pada Gambar 4.75

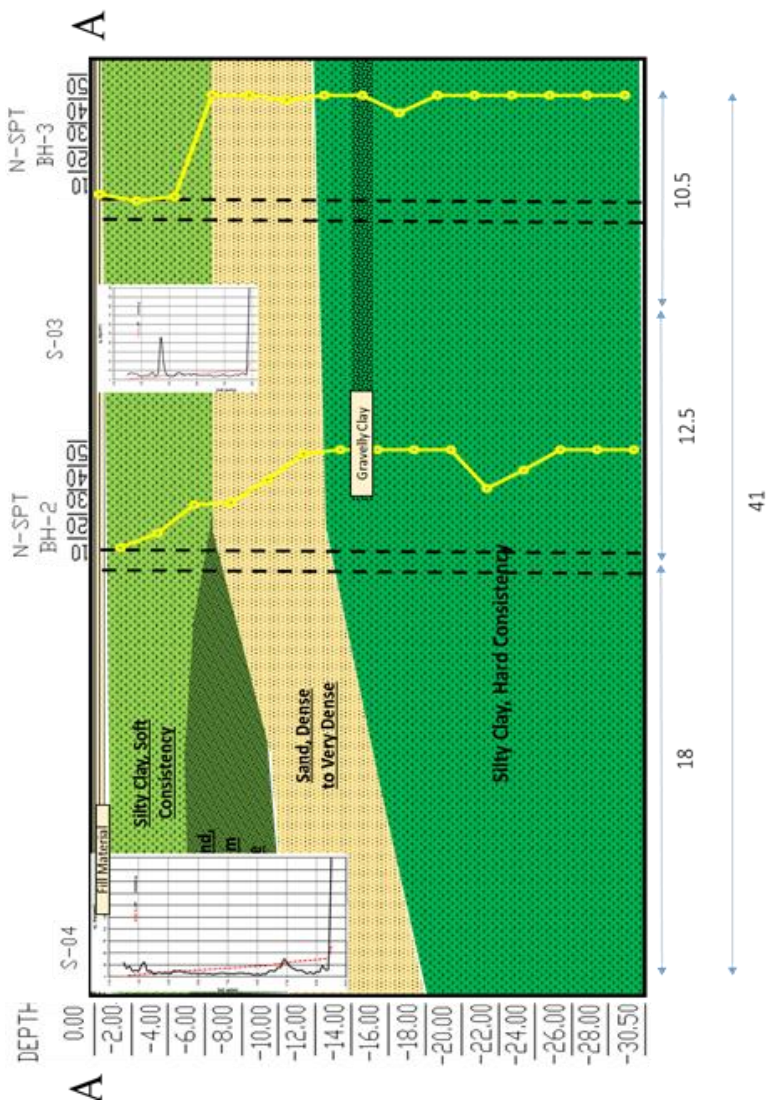


**Gambar 4.74** Letak Pengambilan Sampel tanah Apartemen  
Galeri Ciumbuleuit Bandung



Gambar 4.75 Grafik Boring Log BH-2 dan BH-3

Dari hasil pengujian bor tanah dan SPT tersebut di dapatkan data lapisan-lapisan tanah, ketinggian muka air tanah serta nilai-nilai N-SPT. Selanjutnya dilakukan stratigrafi atau analisa data mengenai jenis-jenis lapisan tanah pada sekitar area pengujian bor tanah seperti yang diperlihatkan pada Gambar 4.76



Gambar 4.76 Statigrafi



Berdasarkan analisis stratigrafi seperti ditunjukkan Gambar 4.72 di atas, diketahui nilai  $N\text{-SPT} \geq 50$  berada pada kedalaman -14 meter pada BH-2 dan -8.00 meter untuk BH-3. Oleh karena itu, pondasi yang harus digunakan pada perancangan struktur bawah ini harus menggunakan pondasi dalam. Sedangkan lantai basement pada gedung ini berada pada elevasi muka tanah ( $\pm 0.00$ ) sehingga pada konstruksi basement tidak perlu dilakukan penggalian.

#### 4.6.3 Kriteria Desain

- **Spesifikasi Tiang**

Pondasi pada gedung ini direncanakan memakai pondasi Bore pile beton. Pada bab perencanaan pondasi pembahasan meliputi perencanaan jumlah bore pile yang dibutuhkan, perencanaan poer (pile cap).

Pada perencanaan pondasi gedung ini, digunakan pondasi bore pile beton dengan spesifikasi sebagai berikut:

Diameter tiang bor	= 800 mm
Kedalaman tiang	= 20 m
$f'_c$	= 35 MPa
$f_y$	= 400 Mpa
Selimut beton	= 70 mm
Tulangan sengkang	= D10 mm
Tulangan utama	= D22 mm
$d$	$= 800 - 70 - \frac{1}{2} \cdot 22 = 709 \text{ mm}$

- **Perhitungan Tiang Bor**

Dari hasil analisa struktur dengan menggunakan program bantu ETABS, output reaksi perletakan akibat kombinasi 1DL+1LL+1E, output masing-masing joint reaksi dijumlahkan untuk nantinya dijadikan perhitungan. Berikut seperti yang terdapat pada Tabel 4.41

**Tabel 4.41** Reaksi Terbesar Pada Tiap Joint

No	Hx	Hy	P	Mux	Muy	Muz
1	27.979	71.445	3868	287.4	174.53	1.0765
2	10.224	205.91	8452.6	460.86	161.4	1.5072
3	34.737	141.76	5887.7	546.54	322.3	2.153
4	35.764	135.57	6022.5	526.81	322.7	2.153
5	35.337	128.64	5982.8	506.65	322.21	2.153
6	35.044	121.64	5980.9	486.85	322.05	2.153
7	35.305	114.24	5799.4	467.16	322.84	2.153
8	278.18	243.4	9531	663.33	418.11	1.3877
9	10.581	43.112	3767.7	207.22	157.16	1.0765
10	44.057	107.86	3721.1	303	176.67	1.0765
11	24.219	62.9	7672.5	318.18	170.71	0.8221
12	34.038	202.15	6042.7	552.03	322	2.153
13	33.316	197.48	6193.1	529.39	321.86	2.153
14	35.541	191.7	6064.2	507.47	323.74	2.153
15	38.095	181.25	6165.5	487.27	326.17	2.153
16	35.27	169.82	6024.1	467.85	323.02	2.153
17	26.822	68.52	8494.6	482.8	313.87	2.4221
18	-16.09	72.839	3711.7	216.3	119.5	1.0765
19	46.964	110.39	3809.1	300.35	179.37	1.0765
20	17.326	203.4	7988.3	464.14	164.25	1.1207
21	34.227	195.4	5912.1	558.04	321.04	2.153
22	30.06	187.75	5477.8	530.55	348.27	2.153
23	78.259	172.69	4903	493.09	463.74	2.153
24	81.28	173.13	5388.3	487.12	397.42	2.153
25	34.423	162.98	5894.8	473.96	321.28	2.153
26	36.545	240	8823.4	672.86	323.34	2.0793
27	-19.14	75.162	3791.5	213.96	116.27	1.0765
28	27.667	95.659	3934.7	265.12	173.94	1.0765
29	-6.168	651.78	8665.2	298.61	156.2	0.7851
30	33.957	189.53	5736.8	503.31	320.15	2.153
31	71.019	96.351	5685.2	273.63	691.49	2.153
32	87.077	85.825	5609.3	254.12	703.51	2.153
33	34.796	162.17	5647.6	423.77	320.81	2.153
34	296.75	71.55	9882	457.02	419.89	2.4895
35	10.897	67.261	3811.8	185.04	157.59	1.0765
36	45.92	51.681	5010.8	133.21	327.17	1.0765
37	5.4334	46.776	5027.3	122.34	290.37	1.0765
38	37.918	62.902	3886.9	93.487	315.69	1.0765

**Tabel 4.41** Reaksi Terbesar Pada Tiap Joint (Lanjutan)

40	53.716	55.468	6317.3	130.77	354.26	1.0765
41	43.297	81.183	4820.8	77.91	339.33	1.0765
42	16.259	53.722	6312.6	126.97	320.38	1.0765
43	26.486	79.79	4817.3	74.426	323.72	1.0765
44	169.45	273.9	2361	6.0929	11.099	0.3017
45	113.22	158.11	2167.5	13.239	14.041	0.2248
46	150.91	50.455	2182.6	14.154	11.311	0.2564
47	-15.89	41.619	2142.7	13.521	5.5566	0.3036
48	-13.52	266.19	2343	5.5539	4.1784	0.2736
49	-50.91	145.98	2171.4	12.326	6.2843	0.2211
50	4.5147	-0.483	957.33	2.0672	2.9846	0.2879
51	-4.61	0.5256	817.8	1.0093	2.9494	0.1327
52	-35.8	0.0998	676.93	0.858	2.4611	0.1158
53	167.69	-0.455	903.31	2.0441	6.2316	0.0845
54	153.37	0.5688	785.42	0.9861	6.2341	0.1832
55	121.03	0.1283	649.58	0.8487	5.8924	0.1205
56	165.23	-0.384	838.63	1.3853	7.1838	0.0852
57	174.29	0.9069	883.61	0.5196	7.3774	0.2221
58	13.679	0.9078	829.28	0.2656	4.1543	0.0292
59	20.491	-0.399	811.15	1.1371	4.2046	0.1563

Nilai-nilai pada tabel diatas dijumlahkan untuk dijadikan input perhitungan pondasi.

$$\sum P = 272001,039 \text{ kN} = 27200,10 \text{ t}$$

$$H_x = 278,18 \text{ kN} = 27,82 \text{ t}$$

$$H_y = 266,19 \text{ kN} = 26,62 \text{ t}$$

#### • daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Dari hasil data tanah yang didapatkan digunakan sebagai contoh perhitungan untuk kedalaman 20 m dengan diameter tiang pancang 800 mm (lihat Tabel 9.3).

Dari data tanah tersebut kemudian dihitung menggunakan persamaan diatas berikut.

Dimana:

$$\begin{aligned} Q_p &= (N_p \times K) \times A_p \\ &= (37,60 \times 20) \times 0,503 = 443,09 \text{ t} \end{aligned}$$

$$Q_s = (N_s/3 + 1) \times A_s$$

$$\begin{aligned}
 &= (38,78/3 + 1) \times 43,35 = 597,32 \text{ t} \\
 Q_L &= Q_p + Q_s \\
 &= 443,09 + 597,32 = 1040,41 \text{ t} \\
 Q_U &= \frac{Q_L}{S_f} = \frac{1040,41}{3} = 346,80 \text{ t}
 \end{aligned}$$

Dari hasil  $Q_u$  yang didapatkan maka rencana jumlah bore pile adalah :

Jumlah borepile ditentukan dengan perumusan berikut:

$$n = \frac{\Sigma P}{P E_k} \rightarrow E_k \text{ diasumsikan sebesar } 0,7$$

$$n = \frac{P_n}{Q_{ijin} \times 0,7} = \frac{27200,10}{346,80 \times 0,7} = 112,5 \approx 130 \text{ buah}$$

(sudah melalui proses trial and eror dipakai jumlah 130 buah borepile)

Secara lengkap perhitungan daya dukung borepile tunggal disajikan dalam Tabel 4.42.

**Tabel 4.42** Daya Dukung Bore Pile Tunggal

Depth	N	N'	N <sub>p</sub>	K	A <sub>p</sub>	Q <sub>p</sub> (t)	N <sub>s</sub>	A <sub>s</sub>	Q <sub>s</sub> (t)	Q <sub>ult</sub> (t)	Q <sub>ijin</sub> (t)	Jenis Tanah
1	0.0	0	0.00	25.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Fill Material
1.5	0.0	0	0.00	25.00	0.50	0.00	0.00	3.77	3.77	3.77	1.26	
2	2.0	0	1.67	20.00	0.50	16.76	0.67	5.03	6.14	22.90	7.63	Lempung Kelanauan
2.5	2.0	0	4.79	20.00	0.50	48.11	1.00	6.28	8.38	56.49	18.83	
3	3.0	0	6.19	20.00	0.50	62.20	1.40	7.54	11.06	73.26	24.42	
3.5	5.0	0	8.63	20.00	0.50	86.71	2.00	8.80	14.66	101.37	33.79	
4	9.0	0	11.25	20.00	0.50	113.10	3.00	10.05	20.11	133.20	44.40	
4.5	12.5	0	13.88	40.00	0.50	278.97	4.19	11.31	27.10	306.07	102.02	Pasir Berlanau dengan dentistitas medium
5	16.0	0	16.41	40.00	0.50	329.87	5.50	12.57	35.60	365.47	121.82	
5.5	19.5	0	18.72	40.00	0.50	376.36	6.90	13.82	45.62	421.98	140.66	
6	23.0	0	20.59	40.00	0.50	414.06	9.20	15.08	61.32	475.39	158.46	
6.5	23.0	0	22.03	40.00	0.50	442.96	10.45	16.34	73.27	516.23	172.08	
7	23.3	0	23.49	40.00	0.50	472.37	11.52	17.59	85.15	557.52	185.84	
7.5	23.5	0	24.98	40.00	0.50	502.28	12.44	18.85	97.03	599.30	199.77	
8	24.0	0	26.48	40.00	0.50	532.44	13.27	20.11	109.03	641.47	213.82	
8.5	24.0	0	28.39	40.00	0.50	570.76	13.98	21.36	120.94	691.70	230.57	
9	27.7	0	30.67	40.00	0.50	616.63	14.84	22.62	134.52	751.15	250.38	

**Tabel 4.42 Daya Dukung Bore Pile Tunggal (Lanjutan)**

9.5	31.4	0	33.33	40.00	0.50	670.04	15.81	23.88	149.74	819.78	273.26	Pasir Berlanau Dengan densitas tinggi
10	35.0	0	36.33	40.00	0.50	730.36	16.88	25.13	166.55	896.91	298.97	
10.5	38.3	0	39.39	40.00	0.50	791.93	18.01	26.39	184.77	976.70	325.57	
11	41.5	0	42.05	40.00	0.50	845.47	19.18	27.65	204.40	1049.86	349.95	
11.5	44.8	0	44.31	40.00	0.50	890.96	20.40	28.90	225.42	1116.37	372.12	
12	48.0	0	46.19	40.00	0.50	928.65	21.65	30.16	247.83	1176.49	392.16	
12.5	48.5	0	47.66	40.00	0.50	958.19	22.82	31.42	270.38	1228.57	409.52	
13	49.0	0	48.72	40.00	0.50	979.55	22.95	32.67	282.66	1262.21	420.74	
13.5	49.5	0	49.38	40.00	0.50	992.74	23.98	33.93	305.08	1297.82	432.61	
14	50.0	0	49.63	40.00	0.50	997.77	24.94	35.19	327.68	1325.45	441.82	
14.5	50.0	0	49.81	40.00	0.50	1001.54	25.83	36.44	350.26	1351.80	450.60	
15	50.0	0	49.94	40.00	0.50	1004.05	26.67	37.70	372.81	1376.86	458.95	
15.5	50.0	0	50.00	40.00	0.50	1005.31	27.45	38.96	395.34	1400.65	466.88	
16	50.0	0	50.00	40.00	0.50	1005.31	28.17	40.21	417.84	1423.15	474.38	
16.5	50.0	0	50.00	40.00	0.50	1005.31	28.85	41.47	440.33	1445.64	481.88	Pasir dengan densitas tinggi
17	50.0	0	50.00	40.00	0.50	1005.31	29.50	42.73	462.80	1468.11	489.37	
17.5	50.0	0	50.00	40.00	0.50	1005.31	30.10	43.98	485.25	1490.56	496.85	
18	50.0	0	50.00	40.00	0.50	1005.31	30.67	45.24	507.69	1513.00	504.33	
18.5	50.0	0	49.41	40.00	0.50	993.37	31.20	46.50	530.11	1523.49	507.83	
19	50.0	0	48.23	20.00	0.50	484.81	31.71	47.75	552.53	1037.34	345.78	
19.5	50.0	0	46.45	20.00	0.50	466.97	32.19	49.01	574.93	1041.90	347.30	
20	50.0	0	44.08	20.00	0.50	443.09	32.65	50.27	597.32	1040.41	346.80	
20.5	45.3	0	41.98	20.00	0.50	422.04	33.81	51.52	632.18	1054.22	351.41	
21	40.6	0	40.17	20.00	0.50	403.82	34.85	52.78	665.89	1069.71	356.57	
21.5	35.8	0	38.64	20.00	0.50	388.43	33.21	54.04	652.26	1040.69	346.90	Lempung Kelanaun
22	31.0	0	37.39	20.00	0.50	375.86	33.16	55.29	666.48	1042.34	347.45	
22.5	33.3	0	37.04	20.00	0.50	372.40	33.16	56.55	681.67	1054.07	351.36	
23	35.5	0	37.60	20.00	0.50	378.00	33.22	57.81	697.82	1075.81	358.60	
23.5	37.8	0	39.06	20.00	0.50	392.70	33.31	59.06	714.93	1107.63	369.21	
24	40.0	0	41.44	20.00	0.50	416.58	39.46	60.32	853.71	1270.29	423.43	
24.5	42.5	0	43.53	20.00	0.50	437.62	33.64	61.58	752.14	1189.76	396.59	
25	45.0	0	45.34	20.00	0.50	455.85	33.88	62.83	772.34	1228.19	409.40	
25.5	47.5	0	46.88	20.00	0.50	471.24	34.15	64.09	793.61	1264.85	421.62	
26	50.0	0	48.13	20.00	0.50	483.81	34.46	65.35	815.94	1299.74	433.25	
26.5	50.0	0	49.06	20.00	0.50	493.23	34.76	66.60	838.26	1331.49	443.83	
27	50.0	0	49.69	20.00	0.50	499.51	35.72	67.86	875.83	1375.34	458.45	
27.5	50.0	0	50.00	20.00	0.50	502.65	36.68	69.12	914.20	1416.86	472.29	
28	50.0	0	50.00	20.00	0.50	502.65	37.60	70.37	952.48	1455.13	485.04	Lempung Kelanaun
28.5	50.0	0	50.00	20.00	0.50	502.65	36.50	71.63	943.08	1445.74	481.91	
29	50.0	0	50.00	20.00	0.50	502.65	36.10	72.88	949.83	1452.48	484.16	
29.5	50.0	0	50.00	20.00	0.50	502.65	36.34	74.14	972.13	1474.78	491.59	
30	50.0	0	50.00	20.00	0.50	502.65	36.57	75.40	994.43	1497.08	499.03	
30.5	50.0	0	50.00	20.00	0.50	502.65	40.01	76.65	1098.93	1601.58	533.86	

### Perhitungan Letak Jepit Maksimum (Zf)

Untuk *cohesionless soil* nilai  $Z_f = 1,8 T$

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}}$$

$$E = 27805,57 \text{ kN/m}^2$$

$$I = \frac{1}{64} \pi D^4 = \frac{1}{64} \pi 0,8^4 = 0,020 \text{ m}^4$$

$$n_h = 166 \text{ kN/m}^3 \rightarrow \text{Lempung terkonsolidasi (didapat dari tabel Reese dan Matlock 1956)}$$

Jadi,

$$T = \sqrt[5]{\frac{27805,57 \times 0,02}{166}} = 1,27 \text{ m}$$

$$Z_f = 1,8 \times 1,27 = 2,30 \text{ m}$$

Sehingga letak jepit pondasi *bored pile* berada di 2,30 m dari permukaan pondasi *bored pile*.

Sehingga, momen maksimum yang terjadi pada bore pile adalah sebagai berikut:

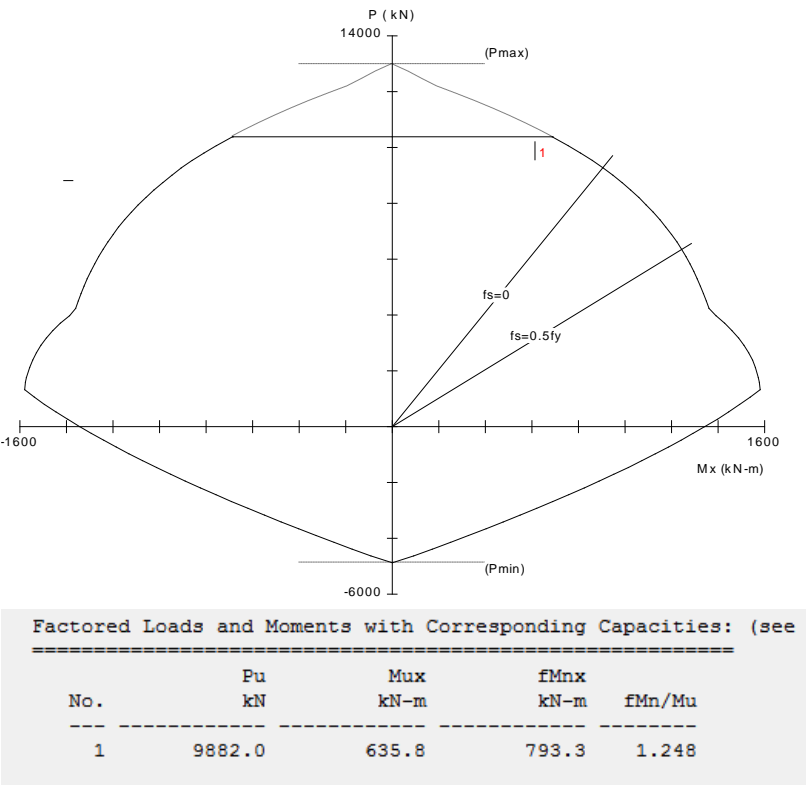
$$M_{\max} = H \times z_f = 278,18 \times 2,30 = 639,82 \text{ kNm}$$

### Penulangan Lentur Tiang Bore (Bore Pile) :

Hasil gaya aksial dan momen yang didapatkan kemudian di inputkan kedalam program PCACOL untuk membantu menentukan tulangan yang akan di rencanakan pada bore pile dengan hasil sebagai berikut :

Dari PCACOL didapat nilai  $\rho = 2,70 \%$ , dengan jumlah tulangan 35 D22 ( $A_s = 13548,40 \text{ mm}^2$ )

Dipasang tulangan 35 D22,  $A_s = 13548,40 \text{ mm}^2$  dipasang melingkar sama sisi. diagram interaksi bore pile dapat dilihat pada Gambar 4.77



Gambar 4.77 Diagram Interaksi Bore Pile

**Penulangan Geser Tiang Bore (Bore Pile) :**

$V_u = 278,18 \text{ kN} = 2781800 \text{ N}$   
 $P_u = 9882 \text{ kN} = 9882000 \text{ N}$

Kekuatan geser yang disumbangkan oleh beton :

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right) \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b d$$

$$= \left( 1 + \frac{9882000}{14 \times 502654,83} \right) \frac{1}{6} \sqrt{35} \times 800 \times 709$$

$$= 1344621,624 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times V_c$$

$$= 0,75 \times 1344621,624 = 1008466,218 \text{ N}$$

#### Kontrol Geser

$V_u$	$<$	$\phi V_c$	
278180	$<$	1008466,218 N	....OK

Sehingga tidak perlu tulangan geser. Jadi dipasang tulangan geser praktis D13 – 150.

#### • **Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok**

Pondasi tiang pancang direncanakan dengan diameter 80 cm. Jarak dari as ke as antar tiang pancang direncanakan seperti pada perhitungan di bawah ini :

- Untuk jarak antar tiang pancang :

Digunakan jarak antar tiang arah x (S) = 300 cm > 3D = 240cm  
Sedangkan untuk arah y S = 300 cm > 3D = 240cm

- Untuk jarak tepi tiang pancang :

Digunakan jarak tiang ke tepi (S<sub>1</sub>) = 160 cm ≤ 2D = 160cm

Pada pondasi tiang grup/kelompok, terlebih dahulu dikoreksi dengan suatu faktor yaitu faktor efisiensi (η), yang dirumuskan pada persamaan di bawah ini :

$$Q_L (\text{group}) = Q_L (1 \text{ tiang}) \times n \times \eta$$

$$\text{dan, } (\eta) = 1 - \left\{ \arctg \left( \frac{D}{S} \right) \left( \frac{(m-1).n + (n-1).m}{90.m.n} \right) \right\}$$



Dimana :

D = diameter tiang pancang = 800 mm

S = jarak antar tiang pancang = 3300 mm

m = jumlah baris tiang pancang dalam grup

n = jumlah kolom tiang pancang dalam grup

Efisiensi :

$$(\eta) = 1 - \left\{ \arctg \left( \frac{600}{1800} \right) \left( \frac{(20-1) \times 5 + (5-1) \times 20}{90 \times 20 \times 5} \right) \right\} = 0,710$$

Sehingga :

$$\begin{aligned} Q_{ijin \text{ grup}} &= \eta \times Q_{ijin \text{ 1tiang}} \times n \\ &= 0,710 \times 346,80 \times 130 \\ &= 311994,98 \text{ t} > P_u = 27200,10 \text{ t} \end{aligned}$$

Perhitungan Beban Aksial Maksimum Pada Pondasi Kelompok

$$\begin{aligned} W_{n \text{ cap}} &= ((61,20 \times 16,40 \times 0,8) + (18,20 \times 15 \times 0,8)) \times 2,4 \\ &= \underline{2419,738 \text{ ton} +} \end{aligned}$$

$$\text{Berat total} = W_n + P = 29619,84 \text{ ton}$$

$$Q_{L \text{ (groups)}} = 311994,98 \text{ ton} > \text{Berat Total} = 29619,84 \text{ ton} \dots \text{OK}$$

### • Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang ( $P_{\max}$ )

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan :

$$P_{\max} = \frac{\sum V}{n} + \frac{M_x \times y_{\max}}{\sum y_i^2} + \frac{M_y \times x_{\max}}{\sum x_i^2} \leq P_{ijin(1tiang)}$$

Perhitungan Beban Aksial Maksimum Pada Pondasi Kelompok

$$\text{a. Reaksi kolom} = 27200,10 \text{ ton}$$

$$\text{b. Berat poer} = \underline{2419,738 \text{ ton} +}$$

$$\text{Berat total } (\Sigma V) = 29619,84 \text{ ton}$$

Momen yang bekerja :

$$M_x = M_{ux} + (H_y \times t_{poer}) = 1579,08 + (864,88 \times 0,8) \\ = 2270,99 \text{ tm}$$

$$M_y = M_{uy} + (H_x \times t_{poer}) = 1316,64 + (303,06 \times 0,8) \\ = 1559,09 \text{ tm}$$

$$P_{\max} = \frac{29619,84}{130} + \frac{(2270,99 \times 3,3)}{(4 \times 3,3^2)} + \frac{(1559,09 \times 3,3)}{(6 \times 1,6^2)} \\ = 323,35 \text{ t} \leq 346,80 \text{ t} \quad (\text{OK})$$

### • Kontrol Terhadap Gaya Lateral

Panjang jepitan kritis tanah terhadap tiang pondasi menurut metode Philipponat dimana kedalaman minimal tanah terhadap tiang pondasi didapat dari harga terbesar dari gaya-gaya berikut :  
Perhitungan :

#### Momen Arah Y

$$M_y = 635,80 \text{ kNm} = 63,50 \text{ tm}$$

$$M_y < M_{\text{bending crack}} \text{ (didapat dari PCACOL)} \\ 63,50 \text{ tm} < 79,35 \text{ tm} \dots\dots \text{OK}$$

#### Momen Arah X

$$M_x = L_e \times H_x \\ = 2,30 \times 26,62 \text{ t} \\ = 61,23 \text{ tm}$$

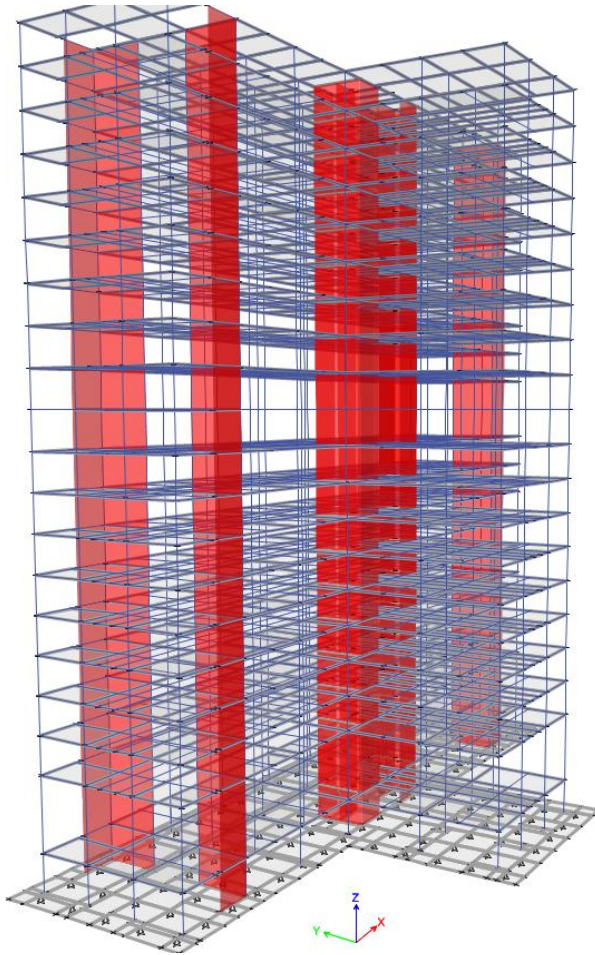
$$M_x < M_{\text{bending crack}} \text{ (didapat dari PCACOL)} \\ 61,23 \text{ tm} < 79,33 \text{ tm} \dots\dots \text{OK}$$

#### 4.6.4 Perencanaan Poer

Perencanaan Poer dirancang untuk meneruskan gaya dari struktur atas ke pondasi tiang pancang. Karena jarak antar kolom tidak memungkinkan untuk mendesain poer per satu kolom, maka poer di desain seperti pondasi rakit (*raft foundation*). Berdasarkan hal tersebut poer direncanakan harus memiliki kekuatan yang cukup terhadap geser pons dan lentur. Perhitungan momen pada poer dihitung dengan menggunakan program bantu ETABS dengan perletakan menggunakan sendi, seperti yang terlihat pada Gambar 4.78

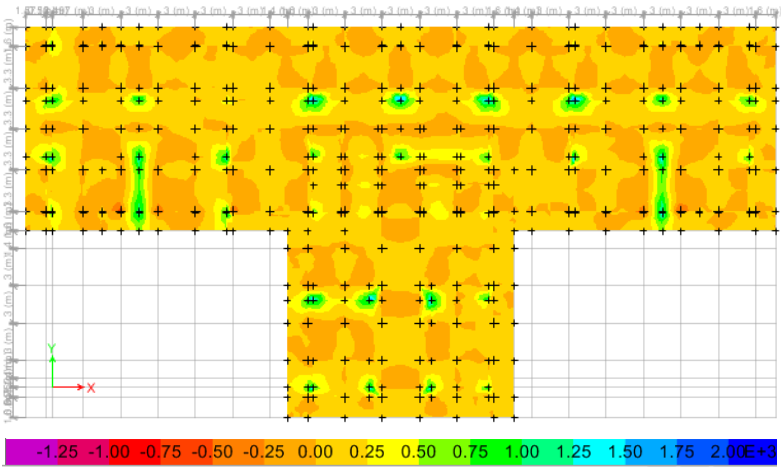
- **Data-data perencanaan :**

Tebal poer ( t )	= 800 mm
Diameter tulangan utama	= 22 mm
Diameter sengkang	= 13 mm
Dimensi kolom	= 600× 900 mm
Tebal selimut beton	= 75 mm
Tinggi efektif balok poer	
(d <sub>x</sub> )= 800 – 75 – ½ 22	= 714 mm
(d <sub>y</sub> )= 800 – 75 – 22 - ½ 22	= 692 mm

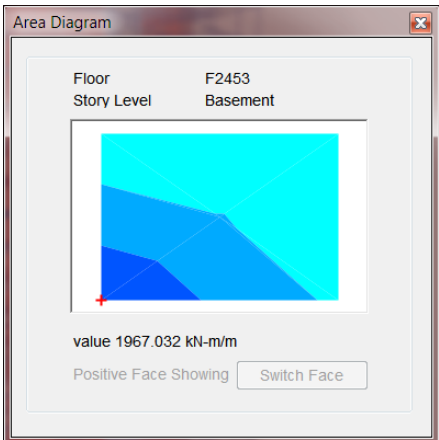


**Gambar 4.78** Pemodelan Pilecap Pada ETABS

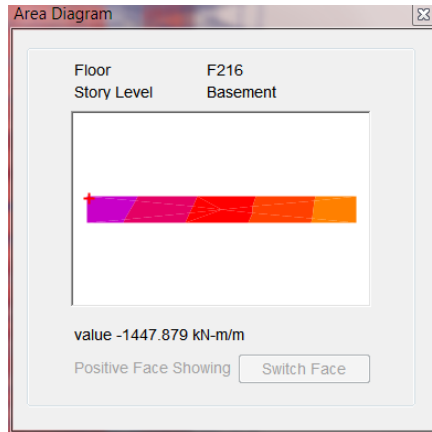
Dari hasil pemodelan pondasi didapatkan momen max pada poer diperlihatkan pada Gambar 4.80 dan 4.81. Diagram momen max yang terjadi pada poer diperlihatkan pada Gambar 4.79.



**Gambar 4.79** Diagram Momen Max Pada Poer Menggunakan Program Bantu ETABS



**Gambar 4.80** Momen Max Positif yang Terjadi Pada Poer Menggunakan Program Bantu ETABS



**Gambar 4.81** Momen Max Negatif yang Terjadi Pada Poer Menggunakan Program Bantu ETABS

#### Perhitungan Tulangan Tarik Pile Cap Arah X

$$\beta_1 = 0,8$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$R_n = \frac{M_u}{0,9 \times b \times d^2} = \frac{1967032000}{0,9 \times 1000 \times 714^2} = 4,305$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 4,305}{400}} \right) = 0,0056 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}}$$

maka dipakai  $\rho_{\text{perlu}} = 0,0056$

Tulangan lentur yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \times b \times d = 0,0056 \times 1000 \times 714 \\ &= 3998,40 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D22 – 100mm (As pakai = 4181,46 mm<sup>2</sup>)

Tulangan tarik arah y disamakan, digunakan tulangan D22 – 100mm (As pakai = 4181,46 mm<sup>2</sup>).

### Perhitungan Tulangan Tekan Arah X

$$\beta_1 = 0,8$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$R_n = \frac{M_u}{0,9 \times b \times d^2} = \frac{1447879000}{0,9 \times 1000 \times 714^2} = 3,169$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 3,169}{400}} \right) = 0,0041 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}}$$

maka dipakai  $\rho_{\text{perlu}} = 0,0041$

Tulangan lentur yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \times b \times d = 0,0041 \times 1000 \times 714 \\ &= 2921,25 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D19 – 100mm (As pakai = 3118,82mm<sup>2</sup>)

Tulangan tekan arah y disamakan, digunakan tulangan D19 – 100mm (As pakai = 3118,82 mm<sup>2</sup>).

### Kontrol Geser Pons

Perencanaan pile cap harus memenuhi persyaratan kekuatan gaya geser nominal beton yang harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Hal ini sesuai yang disyaratkan pada SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1 Kuat geser yang disumbangkan beton diambil yang

$$\text{terkecil dari : } V_c = 0,17 \times \left( 1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_c = 0,083 \times \left( \frac{\alpha_s \times d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

$$V_c = 0,33 \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

Dimana :

$\beta_c$  = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom

$$= \frac{900}{600} = 1,5$$

$b_o$  = keliling dari penampang kritis pada pile cap

$$b_o = 20746,7 \text{ mm}$$

$$d = \text{tinggi efektif} = 800 - 75 - \frac{1}{2} \times 25 = 712,5 \text{ mm}$$

$$P_{\text{tiang}} = 346,80 \text{ ton}$$

$$P_{\text{terbesar}} = 8823,40 \text{ kN} = 882,34 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times \left( 1 + \frac{2}{1,5} \right) \times 1 \times \sqrt{35} \times 20746,70 \times 712,5 = 3472177,09 \text{ N} \\ &= 3476,218 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,33 \times 1 \times \sqrt{35} \times 20746,70 \times 712,5 = 28919794,38 \text{ N} \\ &= 2891,98 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,083 \times \left( \frac{40 \times 912,5}{6764} \right) \times 1 \times \sqrt{35} \times 5656 \times 712,5 = 10013099,45 \text{ N} \\ &= 24560632,38 \text{ N} = 2456,063 \text{ ton} \end{aligned}$$

Diambil yang terkecil  $\rightarrow V_c$  2891,98 ton

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times 2891,98 \text{ t} \\ &= 2168,985 \text{ ton} > P_u = 882,34 \text{ ton} \quad \dots \text{OK} \end{aligned}$$

Sehingga ketebalan dan ukuran pile cap memenuhi syarat terhadap geser ponds.



*“halaman ini sengaja dikosongkan”*

## **BAB V**

### **METODE PELAKSANAAN**

#### **5.1 Umum**

Dalam setiap pekerjaan konstruksi, metode pelaksanaan merupakan item penting yang tidak bisa dipisahkan. Apalagi menyangkut tentang struktur beton pracetak. Untuk merencanakan beton pracetak, terlebih dahulu harus diketahui apakah struktur tersebut bisa dilaksanakan. Tahap pelaksanaan ini akan diuraikan mengenai item – item pekerjaan konstruksi dan pembahasan mengenai pelaksanaan yang berkaitan dengan penggunaan material – material beton pracetak. Proses pekerjaan yang dilakukan di proyek ini adalah ;

- Proses pencetakan secara pabrikasi di Industri pracetak. Hal – hal yang perlu dipertimbangkan dengan proses pabrikasi adalah :
  - a. Perlunya standart khusus sehingga hasil pracetak dapat diaplikasikan secara umum di pasaran
  - b. Terbatasnya fleksibilitas ukuran yang disediakan untuk elemen pracetak yang disebabkan karena harus mengikuti kaidah sistem dimensi satuan yang disepakati bersama dalam bentuk kelipatan suatu modul.
  - c. Dengan cara ini dimungkinkan untuk mencari produk yang terbaik dari lain pabrik.

#### **5.2 Pengangkatan dan Penempatan Crane**

Hal-hal yang perlu diperhatikan dalam pengangkatan elemen pracetak antara lain :

1. Kemampuan maksimum crane yang digunakan
2. Metode pengangkatan
3. Letak titik – titik angkat pada elemen pracetak

Hal-hal tentang pengangkatan dan penentuan tidak angkat telah dibahas pada bab-bab sebelumnya. Dalam perencanaan ini memakai peralatan tower crane untuk mengangkat elemen pracetak

di lapangan. Untuk pemilihan tower crane harus disesuaikan antara kemampuan angkat crane dengan berat elemen pracetak.

- Jenis crane TC6018
- Jarak jangkauan maksimum 60 m dengan beban maksimum 10 ton
- Tower crane yang digunakan 1 buah

### 5.3 Pekerjaan Elemen Kolom

Setelah dilakukan pemancangan, pembuatan pile cap, maka tulangan kolom dipasang bersamaan dengan pendimensian pile cap. Tulangan kolom bersamaan dengan tulangan konsol yang telah disiapkan dicor sampai batas yang sudah ditentukan. Dalam hal ini sampai ketinggian permukaan bawah balok induk yang menumpang pada kolom. Menurut ACI 347 bekisting kolom dapat dibuka minimal 12 jam, karena kolom adalah penampang yang menerima tekan aksial. Gambar pekerjaan kolom dengan metoda cor di tempat diperlihatkan pada Gambar 5.1



**Gambar 5.1** Pekerjaan Kolom dengan Metoda *Cast- in site*

#### 5.4 Pemasangan Elemen Balok Induk

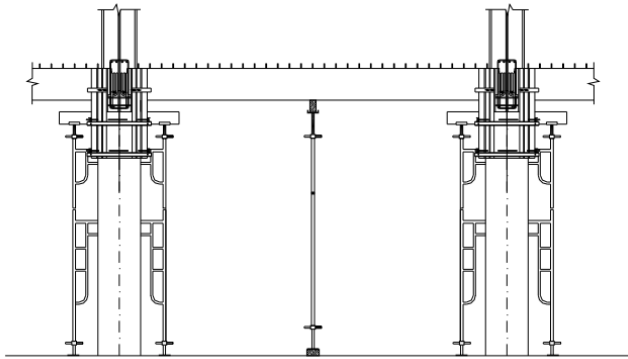
Pemasangan balok pracetak setelah pemasangan kolom. Balok induk dipasang terlebih dahulu baru kemudian dilanjutkan dengan pemasangan balok anak. Diperlukan peralatan crane dan scaffolding untuk membantu menunjang balok pracetak seperti pada Gambar 5.2. Kemudian dapat dilanjutkan dengan pemasangan tulangan utama pada balok yaitu tulangan tarik pada tumpuan. Lalu setelah tulangan terpasang baru dilakukan pengecoran.



**Gambar 5.2** Pemasangan Balok Induk Pracetak

#### 5.5 Pemasangan Elemen Balok Anak

Pemasangan balok anak pracetak di bagian tengah balok induk. Konsol tempat bertumpunya balok anak pun terbuat dari beton pracetak dengan balok. Untuk mencegah terjadinya kerusakan pada balok induk maupun balok anak, maka dipasang tiga buah perancah dengan posisi satu di tengah dan dua di tepi, seperti pada Gambar 5.3.



**Gambar 5.3** Pemasangan Balok Anak Pracetak

### **5.6 Pemasangan Elemen Pelat**

Pemasangan pelat pracetak di atas balok induk dan balok anak sesuai dengan dimensi pelat yang sudah ditentukan. Pemasangan tulangan bagian atas, baik tulangan tumpuan maupun tulangan lapangan untuk pelat, balok anak dan balok induk, seperti pada Gambar 5.4.



**Gambar 5.4** Pemasangan *Half Slab Precast*

Setelah semua tulangan terpasang, kemudian dilakukan pengecoran (overtopping) pada bagian atas pelat, balok anak, dan balok induk yang berfungsi sebagai topping atau penutup bagian atas. Selain itu topping juga berfungsi untuk merekatkan komponen pelat, balok anak, dan balok induk agar menjadi satu kesatuan (komposit). Hal ini diperkuat dengan adanya tulangan panjang penyaluran pada masing – masing komponen pelat, balok anak, dan balok induk. Topping digunakan setinggi 5 cm.

Untuk pekerjaan lantai berikutnya dilakukan sama dengan urutan pelaksanaan di atas sampai semua elemen pracetak terpasang. Namun perlu diingat bahwa sambungan adalah yang paling rawan pada *precast*, dalam pemasangan sambungan perlu adanya perhatian ekstra agar tidak terjadinya kesalahan dari segi tulangan maupun betonnya yang mengakibatkan kegagalan pada sambungan setelah bangunan difungsikan.

*“halaman ini sengaja dikosongkan”*

## **BAB VI**

### **KESIMPULAN DAN SARAN**

#### **6.1 Kesimpulan**

Berdasarkan hasil analisis struktur dan perancangan yang dilakukan, maka dapat ditarik beberapa poin kesimpulan diantaranya sebagai berikut :

1. Dari hasil analisis beban gempa, struktur gedung termasuk ke dalam kategori desain seismik D. Konfigurasi sistem ganda yang diterapkan adalah dinding geser dengan sistem rangka pemikul momen khusus. Dari program analisis struktur didapatkan kontrol nilai akhir respon spektrum yang diperlihatkan pada tabel 4.21  $V_{\text{dinamik-X}}$  sebesar 11135,33 kN dan  $V_{\text{dinamik-Y}}$  sebesar 11523,94 kN. Kontrol partisipasi massa yang diperlihatkan pada tabel 4.22 pada mode ke 7 dan 8 telah memenuhi syarat yaitu  $> 90\%$ . Kontrol *dual system* yang diperlihatkan pada table 4.23 telah memenuhi syarat yaitu gaya lateral yang ditahan oleh SRPM  $> 25\%$ . Kontrol simpangan antar lantai yang diperlihatkan pada tabel 4.24 dan 4.25 telah memenuhi syarat yaitu tidak melebihi 60mm.
2. Berdasarkan perancangan struktur yang dilakukan dalam dimensi struktur utama didapatkan dari SNI 2847:2013 pasal 9.5.2. Yang meliputi ketentuan tebal minimum balok non prategang dapat disesuaikan pada tabel 9.5(a) dan dimensi kolom yang didapat dari perhitungan untuk lantai B1-3 900/600 mm, lantai 4-8, 800/500 mm, lantai 9-13 700/500, lantai 14-18 500/500. Dimensi struktur sekunder didapatkan dari SNI 2847:2013 pasal 9.5.2. Yang meliputi ketentuan tebal minimum balok non prategang dapat disesuaikan pada tabel 9.5(a). Sedangkan untuk dimensi pelat digunakan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.2 dengan melihat tabel 9.5(c). adapun hasil modifikasi sebagai berikut :



## a. Struktur Sekunder

- Dimensi balok anak 30/50 cm  
 Tulangan Tumpuan = Tarik 3 D16  
                                     Tekan 2 D16  
 Tulangan Lapangan = Tekan 2 D16  
                                     Tarik 3 D16  
 Tulangan Geser = D10-200mm
- Dimensi balok lift 30/50 cm  
 Tulangan Tumpuan = Tarik 3 D16  
                                     = Tekan 2 D16  
 Tulangan Lapangan = Tekan 2 D16  
                                     = Tarik 3 D16  
 Tulangan Geser = D10-200mm
- Pelat  
 Rekapitulasi perancangan pelat dapat dilihat pada Tabel 6.1

**Tabel 6.1** Resume Perencanaan Pelat Lantai 1 s/d Atap

Type Pelat	Dimensi (mm)		Tebal Pelat (mm)		Tulangan (mm)		Stud Pelat	Tul angkat
	Ly	Lx	Pracetak	Overtopping	Utama	Bagi		
HS1	1300	3150	70	50	D10-200	Ø8-250	D10-250	Ø8
HS2	1300	3150	70	50	D10-200	Ø8-250	D10-250	Ø8
HS3	1300	3150	70	50	D10-200	Ø8-250	D10-250	Ø8
HS4	1300	3150	70	50	D10-200	Ø8-250	D10-250	Ø8
HS5	1100	4100	70	50	D10-100	Ø8-250	D10-250	Ø8
HS6	1100	4100	70	50	D10-100	Ø8-250	D10-250	Ø8
HS7	1350	3150	70	50	D10-200	Ø8-250	D10-250	Ø8
HS8	1350	3150	70	50	D10-200	Ø8-250	D10-250	Ø8
HS9	1350	3150	70	50	D10-200	Ø8-250	D10-250	Ø8
HS10	1350	3150	70	50	D10-200	Ø8-250	D10-250	Ø8
HS11	1350	3150	70	50	D10-200	Ø8-250	D10-250	Ø8
HS12	4100	1600	70	50	D10-100	Ø8-250	D10-250	Ø8
HS13	3150	1100	70	50	D10-200	Ø8-250	D10-250	Ø8
HS14	3150	1300	70	50	D10-200	Ø8-250	D10-250	Ø8
HS15	3150	1100	70	50	D10-200	Ø8-250	D10-250	Ø8
HS16	3150	1300	70	50	D10-200	Ø8-250	D10-250	Ø8

b. Struktur Primer

▪ Balok induk

Hasil perancangan balok induk diperlihatkan pada Tabel 6.2 dan 6.3

**Tabel 6.2** Rekapitulasi Kebutuhan Tulangan Lentur Balok

Kebutuhan Tulangan Lentur Balok									
Type Balok	Type Tulangan	Penampang (mm)		Tulangan Tarik			Tulangan Tekan		
		b	h	Jumlah (bh)	Diameter (mm)	Luas Tulangan (mm <sup>2</sup> )	Jumlah (bh)	Diameter (mm)	Luas Tulangan (mm <sup>2</sup> )
B1 bentang 7m	Tumpuan -	400	600	6	19	1700.34	3	19	850.17
	Tumpuan+	400	600	3	19	850.17	6	19	1700.34
	Lapangan -	400	600	2	19	566.78	3	19	850.17
	Lapangan+	400	600	3	19	850.17	2	19	566.78
B3 bentang 5m	Tumpuan -	400	600	5	19	1416.95	3	19	850.17
	Tumpuan+	400	600	3	19	850.17	5	19	1416.95
	Lapangan -	400	600	2	19	566.78	3	19	850.17
	Lapangan+	400	600	3	19	850.17	2	19	566.78

**Tabel 6.3** Rekapitulasi Kebutuhan Tulangan Geser Balok

Type Balok	Ln (mm)	Tipe tulangan geser	Penampang (mm)		Diameter (mm)	Jarak Sengkang (S) (mm)
			b	h		
B1	6600	sendi Plastik	400	600	13	100
		Luar Sendi Plastik	400	600	13	150
B3	4600	sendi Plastik	400	600	13	100
		Luar Sendi Plastik	400	600	13	150

- Kolom

Hasil perancangan kolom diperlihatkan pada Tabel 6.4 dan 6.5

**Tabel 6.4** Rekapitulasi Kebutuhan Tulangan Longitudinal Kolom

Kebutuhan Tulangan Longitudinal Kolom							
Kolom Lantai	b (mm)	h (mm)	f <sub>c</sub> (MPa)	Tulangan Utama		Luas Tulangan (mm <sup>2</sup> )	Jml Batang
				f <sub>y</sub> (MPa)	D Tul. (mm)		
Lantai B1-3	600	900	35	400	22	6082.12	16
Lantai 4 - 8	500	800	35	400	19	4536.46	16
Lantai 9 - 13	500	700	35	400	19	4536.46	16
Lantai 14 -18	500	500	35	400	19	4536.46	16

**Tabel 6.5** Rekapitulasi Kebutuhan Tulangan Geser Kolom

Kebutuhan Tulangan Geser Kolom								
Kolom Lantai	b (mm)	h (mm)	Tulangan Geser		Confinement		Jarak Sengkang (s) mm	
			f <sub>y</sub> (MPa)	D Tul. (mm)	X	Y	Lo	Diluar Lo
Lantai B1-3	600	900	400	16	3 Kaki	4 Kaki	100	150
Lantai 4 - 8	500	800	400	16	3 Kaki	4 Kaki	100	150
Lantai 9 - 13	500	700	400	16	3 Kaki	4 Kaki	100	150
Lantai 14 -18	500	500	400	16	3 Kaki	3 Kaki	100	150

- Shearwall  
Perancangan shearwall terbagi menjadi 2 type  
Type 1 t 200mm dengan tulangan dipakai 2 tirai D16-100  
Type 2 t 200mm dengan tulangan dipakai 2 tirai D16-200
  - Pile Cap  
Tebal pile cap 800mm dengan tulangan D22-150 untuk arah X dan Y
  - Bore pile digunakan D800mm 35 D22 dan D13-150 untuk tulangan geser, kedalaman tiang 20m
3. Komponen pracetak disambung dengan menggunakan sambungan basah dan konsol pendek pada kolom agar bangunan tersebut menjadi bangunan pracetak yang monolit. Ukuran konsol pendek pada kolom adalah 400x400 mm.
  4. Detailing sambungan pracetak dirancang bersifat monolit antar elemennya dengan tulangan-tulangan dan *shear connector* yang muncul dari setiap elemen pracetak untuk menyatukan dengan elemen cor di tempat. Sambungan didesain sesuai dengan ketentuan yang berlaku.
  5. Menganalisa gaya-gaya dalam struktur gedung menggunakan program bantu ETABS dengan memasukkan gaya-gaya yang bekerja pada pelat serta beban vertikal dan horizontal.
  6. Pondasi direncanakan sesuai dengan ketentuan yang berlaku dan menerima beban dari atas melalui pile cap.
  7. Hasil analisa struktur yang telah dilakukan pada desain modifikasi struktur gedung Apartemen Galeri Ciumbuleuit Bandung akan dituangkan pada gambar teknik yang ada pada lampiran.

## 6.2 Saran

Berdasarkan analisa selama proses penyusunan tugas akhir ini, beberapa saran yang dapat penulis sampaikan adalah diantaranya :

1. Perlu pengawasan yang baik pada saat pelaksanaan sambungannya, karena sambungan beton pracetak tentu tidak semonolit seperti pada sambungan dengan cor setempat agar nantinya pada saat memikul beban tidak terjadi gaya-gaya tambahan yang terjadi pada konsol atau terjadinya retak pada sambungan akibat dari kelalaian pengerjaannya.
2. Elemen pracetak sebisa mungkin dibuat tidak banyak tipe pracetak, agar lebih menyeragamkan bentuk cetakan dan detail tulangan sehingga tujuan dari konstruksi dengan metode pracetak dapat terlaksana dengan baik.
3. Pada elemen pelat pracetak, pelat sebisa mungkin dihitung sebagai pelat 2 arah, agar pada proses pengerjaannya dilapangannya bisa lebih efisien. Tetapi dibutuhkan perhitungan yang lebih mendetail.
4. Diperlukan penelitian lebih lanjut perihal pengembangan teknologi pracetak agar lebih efisien dalam penggunaannya, sehingga para pelaku dunia konstruksi lebih mudah dalam mengaplikasikan metode beton pracetak.

## DAFTAR PUSTAKA

Badan Standardisasi Nasional, 2013. ***SNI 1727:2013 Tata Cara Perhitungan Pembebanan Untuk Bangunan Gedung***. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional. 195 hal.

Badan Standardisasi Nasional. 2012. ***SNI 1726:2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung***. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional. 138 hal.

Badan Standardisasi Nasional. 2012. ***SNI 7833:2012 Tata Cara Perencanaan Beton Pracetak dan Beton Prategang untuk Bangunan Gedung***. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional. 181 hal.

Badan Standardisasi Nasional. 2013. ***SNI 2847:2013 Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung***. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional. 255 hal.

Elliott S. Kim. 2002. ***Precast Concrete Structures***. 375 hal.

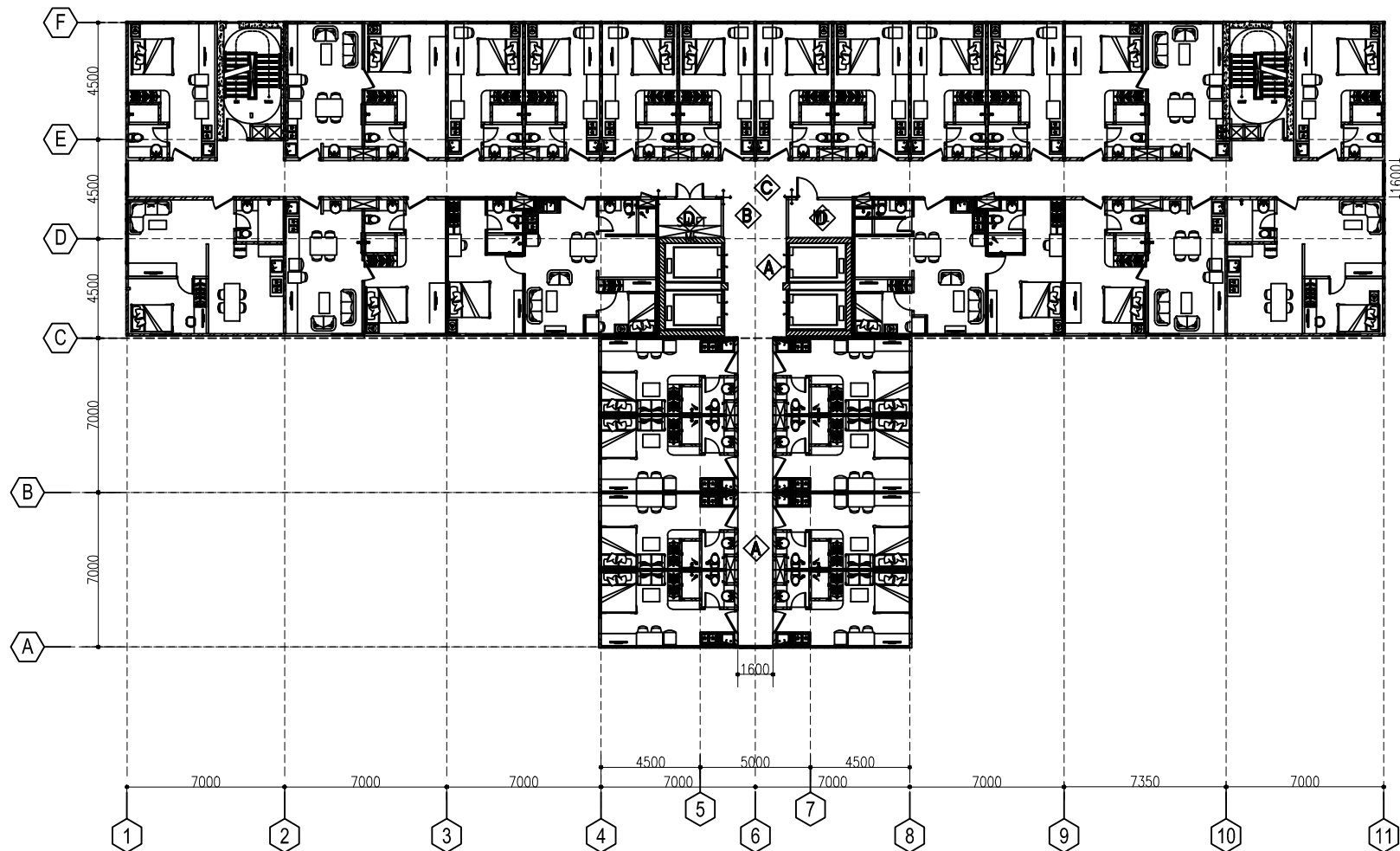
National Institute of Standards and Technology, 2008. ***Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames : A Guide for Practicing Engineers***. U.S. 27 hal.

Nawy, E. G., Tawio, dan Kusuma, B. 2010. ***Beton Bertulang Sebuah Pendekatan Mendasar Jilid 1***. Surabaya: ITS Press. 974 hal.

Nawy, E. G., Tavio, dan Kusuma, B. 2010. **Beton Bertulang Sebuah Pendekatan Mendasar Jilid 2**. Surabaya: ITSPress. 974 hal.

Precast/Prestressed Concrete Institute. 2004. **PCI Design Handbook Precast and Prestressed Concrete Sixth Edition**. Chicago : Precast/Prestressed Concrete Institute. 720 hal.

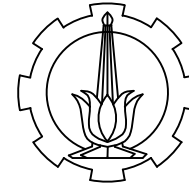
Tavio dan Kusuma, B. 2009. **Desain Sistem Rangka Pemikul Momen Dan Dinding Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa**. Surabaya : ITS Press. 141 hal.



DENAH ARSITEKTUR LANTAI DASAR - 18

SKALA 1 : 200

CATATAN



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

POTONGAN B - B

DOKTER KONSULTASI :

PEMBIMBING 1

Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMBIMBING 2

Prof. Tawio, ST.,MT.,Ph.D

MAHASISWA/MP :

M. Firman Alfiana  
3115105041

SKALA : 1 : 200

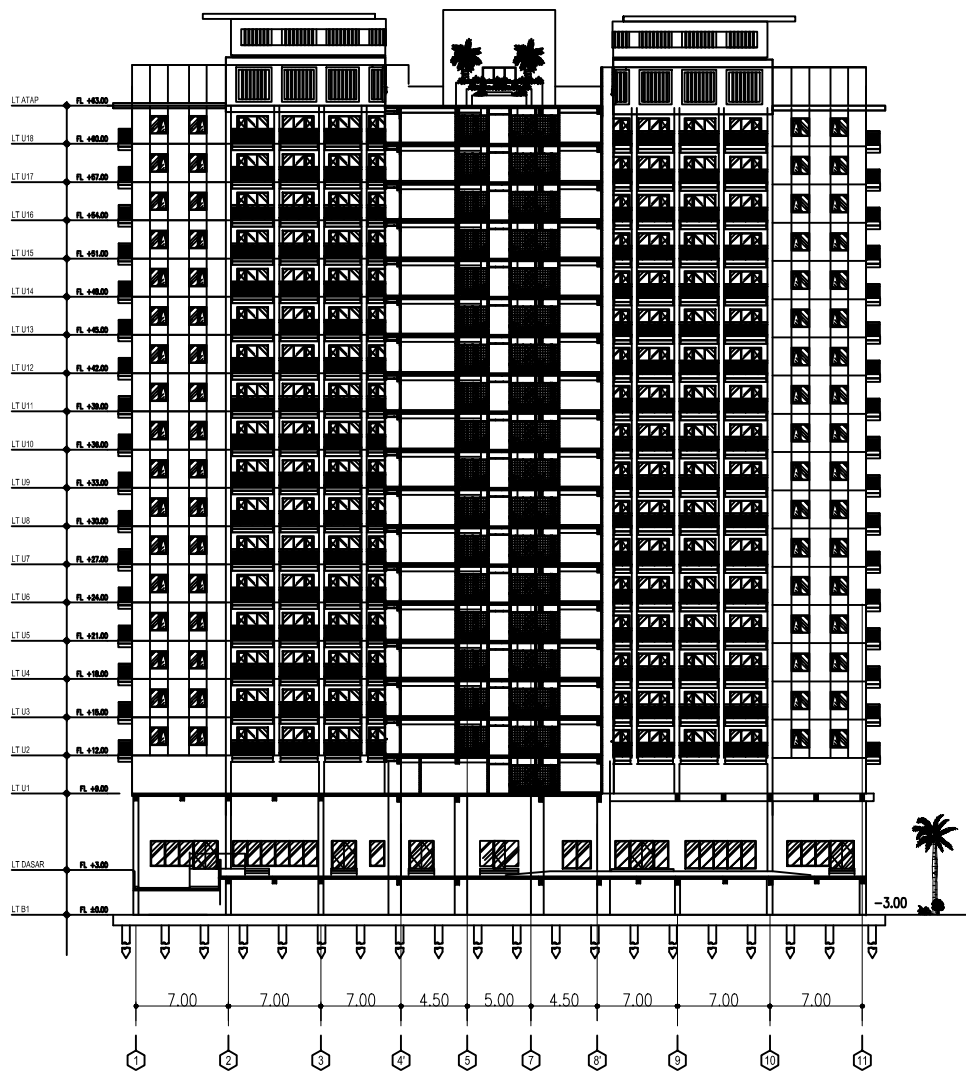
NO GAMBAR

JML GAMBAR

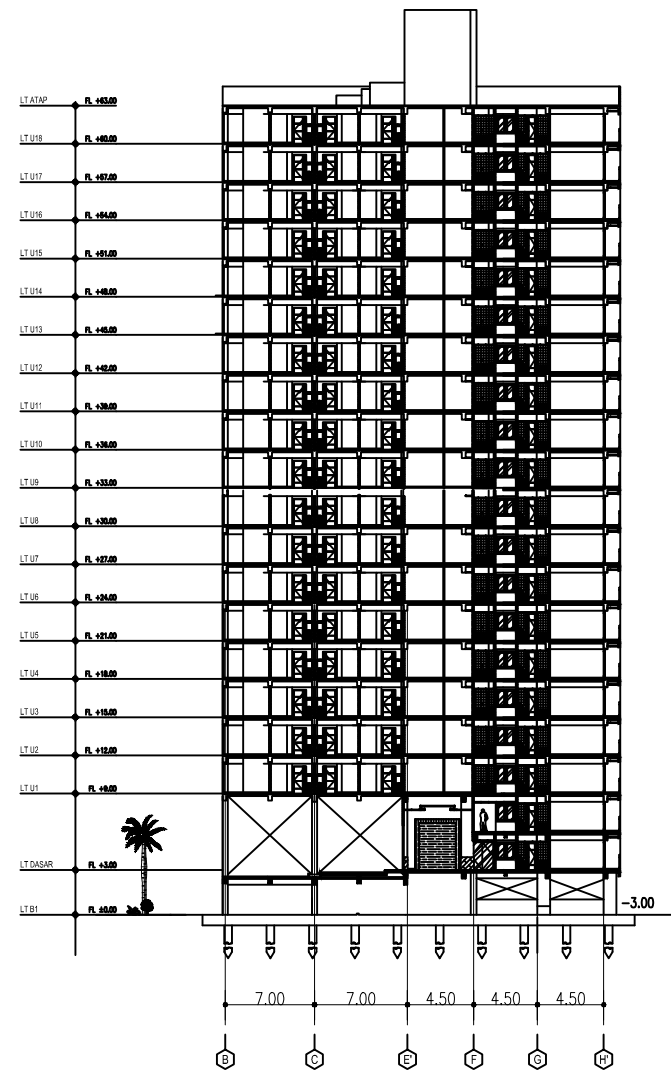
01

66

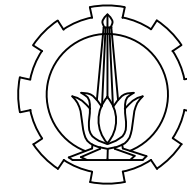




POTONGAN A-A  
SKALA 1 : 500



POTONGAN B-B  
SKALA 1 : 500



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

POTONGAN B - B

DOKTER KONSULTASI :

PEMBIMBING 1  
Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMBIMBING 2  
Prof. Tawio, ST.,MT.,Ph.D

MAHASISWA/MP :

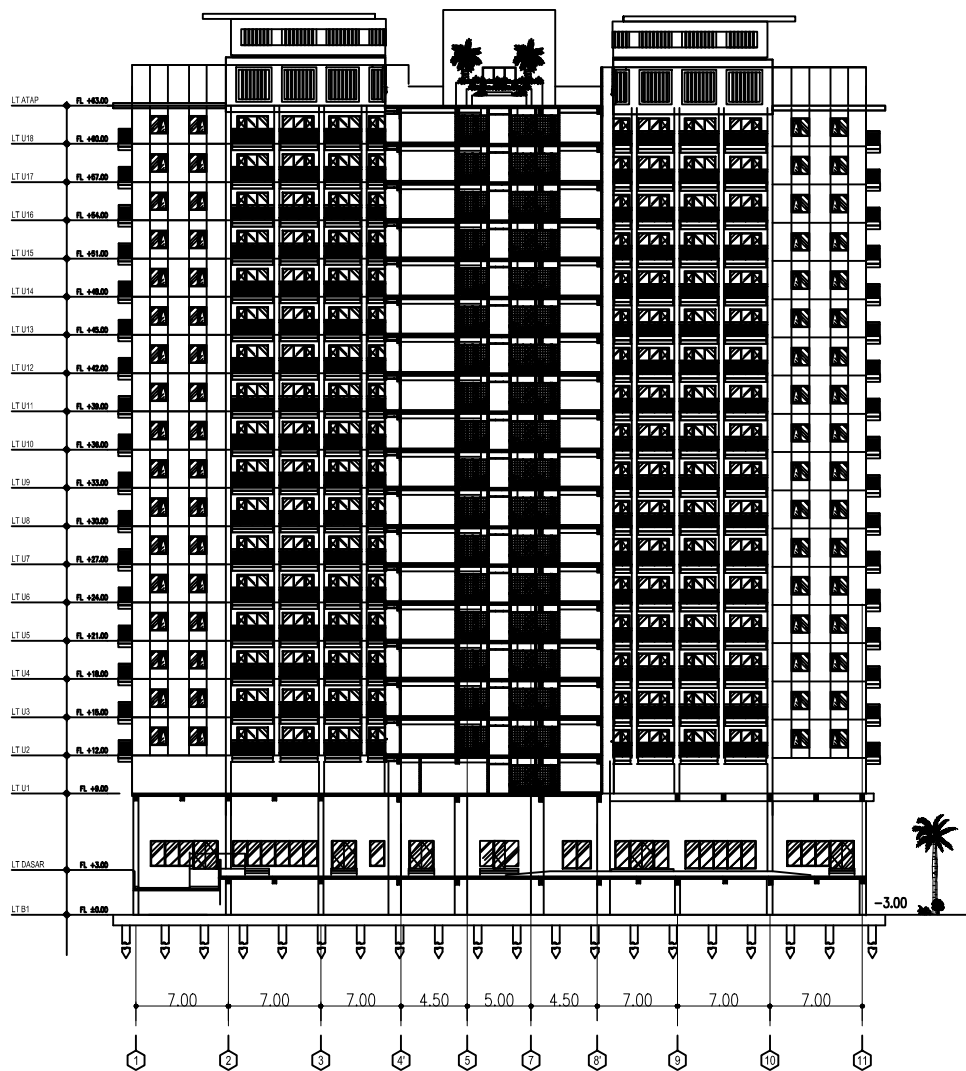
M. Firman Alfiana  
3115105041

SKALA : 1 : 200

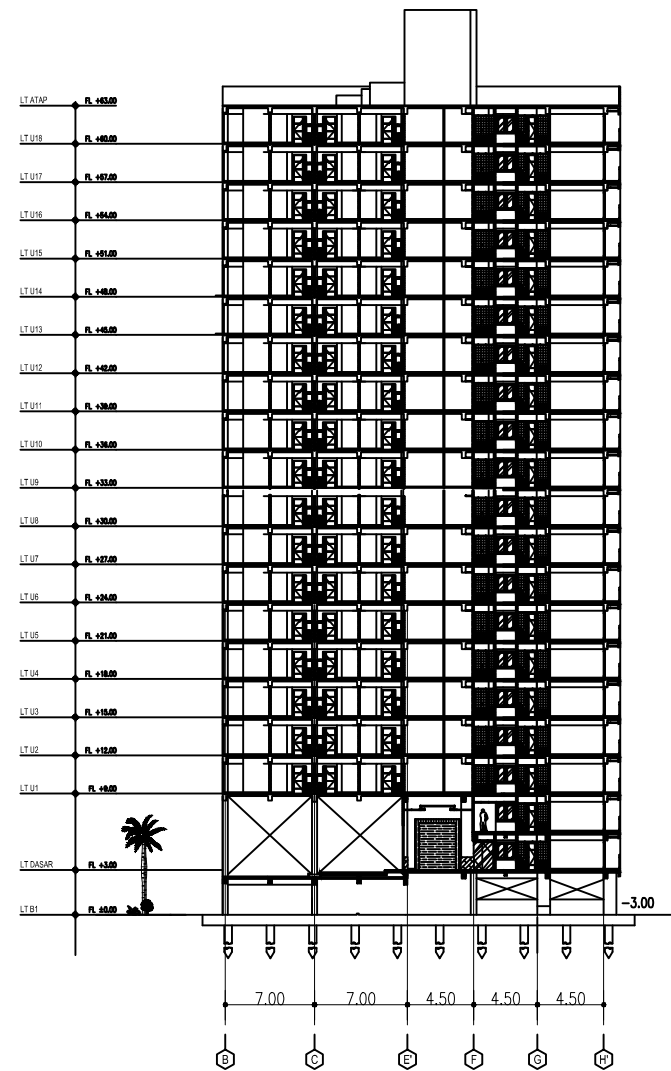
NO GAMBAR JML GAMBAR

02

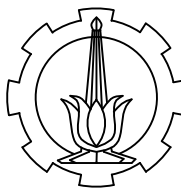
66

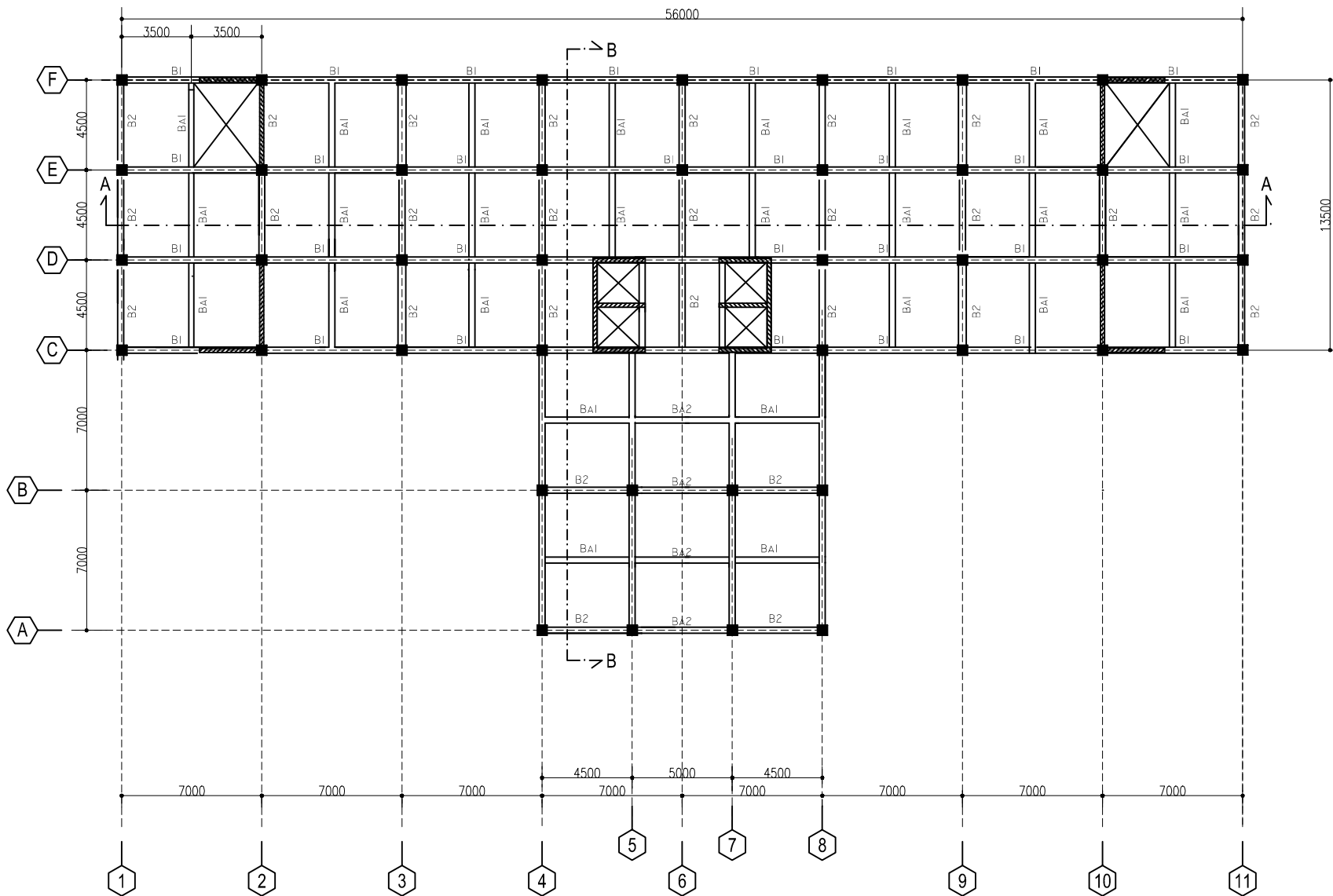


POTONGAN A-A  
SKALA 1 : 500



POTONGAN B-B  
SKALA 1 : 200

<p>CATATAN</p>  <p>PROGRAM LINTAS JALUR JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS</p>	
<p>JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER, SURABAYA 2017</p>	
<p>JUDUL TUGAS AKHIR :</p> <p>DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG MENGUNAKAN METODE PRACETAK</p>	
<p>JUDUL GAMBAR :</p> <p>POTONGAN B - B</p>	
<p>DOKTER KONSULTASI :</p> <p>PEMBIMBING 1 Ir. Mudji Irmawan.,MS</p> <p>PEMBIMBING 2 Prof. Tawio, ST.,MT.,Ph.D</p>	
<p>MAHASISWA/MP :</p> <p>M. Firman Alfiana 3115105041</p>	
<p>SKALA : 1 : 200</p>	
NO GAMBAR	JML GAMBAR
02	66

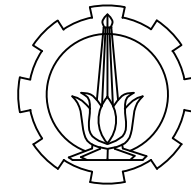


**DENAH BALOK LT. ATAP**

SKALA 1 : 200



CATATAN



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

DENAH BALOK LT. ATAP

DOKUMEN KONSULTASI :

PEMBIMBING 1

Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMBIMBING 2

Prof. Tawio, ST.,MT.,Ph.D

MAHASISWA/MP :

M. Firman Alfiana  
3115105041

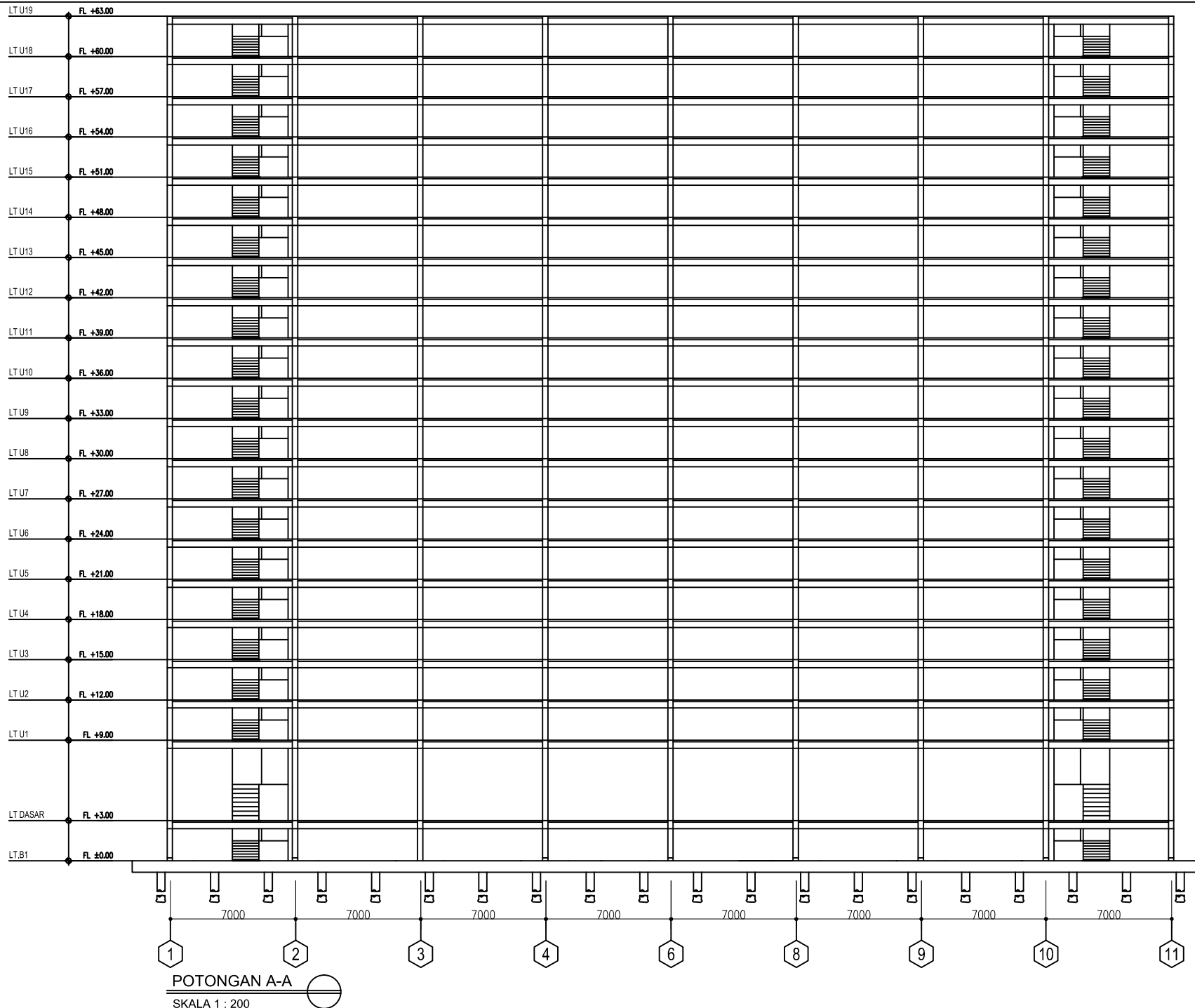
SKALA : 1 : 200

NO GAMBAR

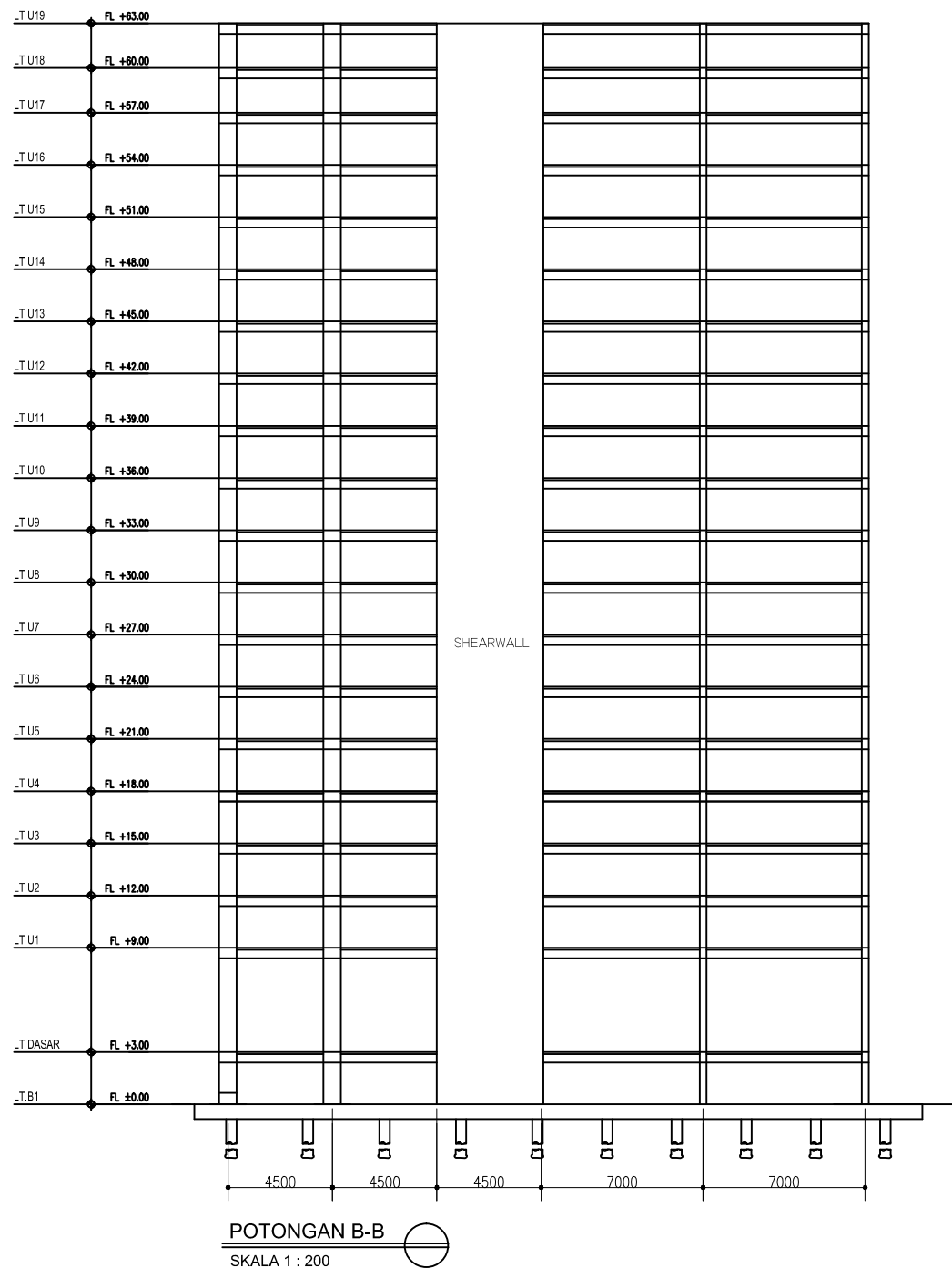
JML GAMBAR

04

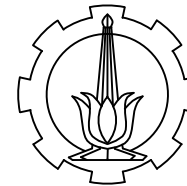
66



<p>CATATAN</p> <p>PROGRAM LINTAS JALUR JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS</p>	
<p>JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER, SURABAYA 2017</p>	
<p>JUDUL TUGAS AKHIR :</p> <p>DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG MENGUNAKAN METODE PRACETAK</p>	
<p>JUDUL GAMBAR :</p> <p>POTONGAN A - A</p>	
<p>DOKTER KONSULTASI :</p> <p>PEMBIMBING 1 Ir. Mudji Irmawan.,MS</p> <p>PEMBIMBING 2 Prof. Tawio, ST.,MT.,Ph.D</p>	
<p>MAHASISWA/MP :</p> <p>M. Firman Alfiana 3115105041</p>	
<p>SKALA : 1 : 200</p>	
NO GAMBAR	JML GAMBAR
05	66



CATATAN



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

POTONGAN B - B

DOKUMEN KONSULTASI :

PEMBIMBING 1

Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMBIMBING 2

Prof. Tawio, ST.,MT.,Ph.D

MAHASISWA/MP :

M. Firman Alfiana  
3115105041

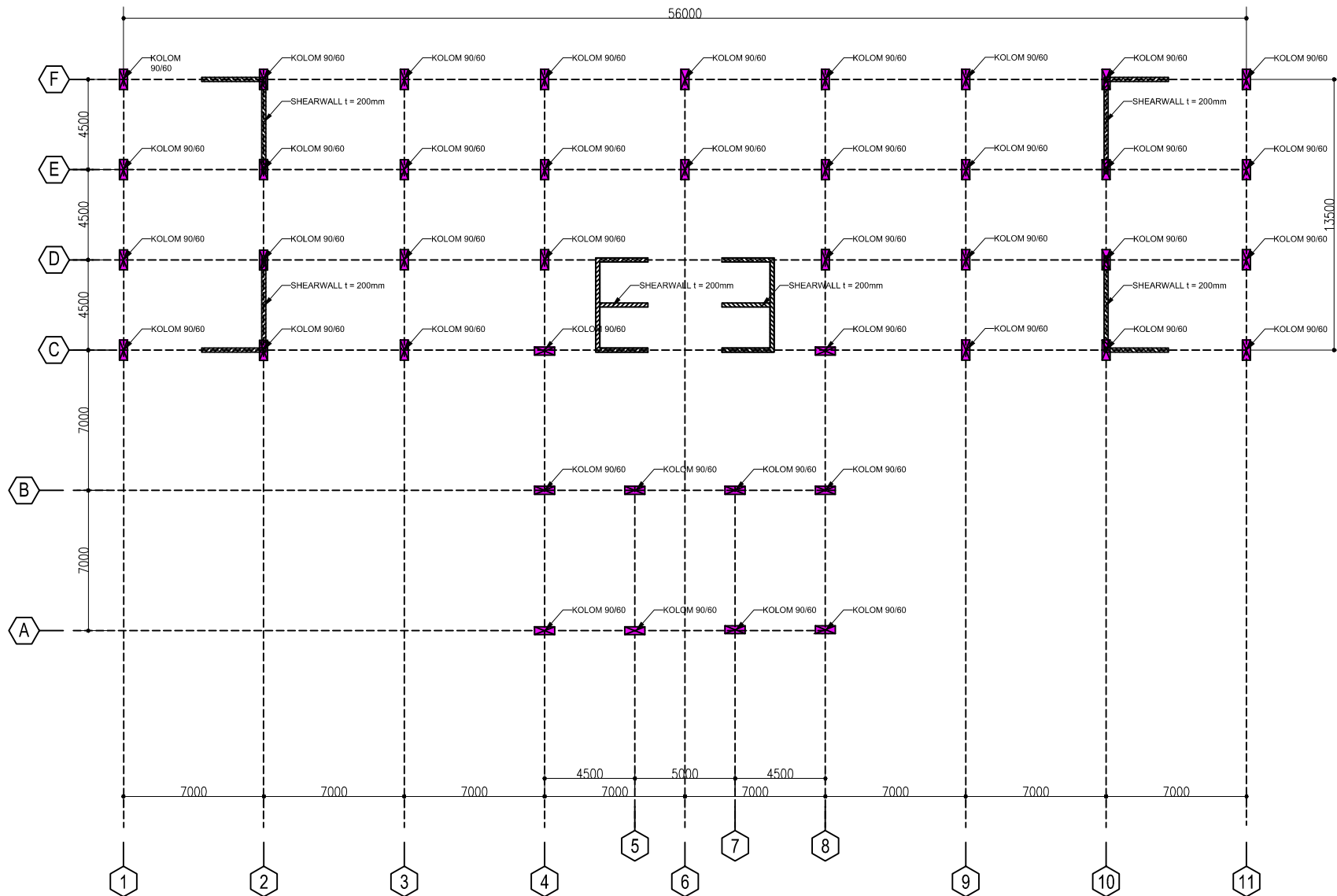
SKALA : 1 : 200

NO GAMBAR

JML GAMBAR

06

66

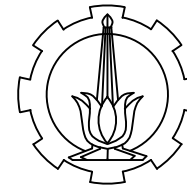


DENAH KOLOM & SHEARWALL LT B1-3

SKALA 1 : 200



CATATAN



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

DENAH KOLOM & SHEARWALL  
LANTAI B1-3

DOKUMEN KONSULTASI :

PEMBIMBING 1

Ir. Mudjji Irmawan.,MS

PEMBIMBING 2

Prof. Tawio, ST.,MT.,Ph.D

MAHASISWA/MP :

M. Firman Alfiana  
3115105041

SKALA : 1 : 200

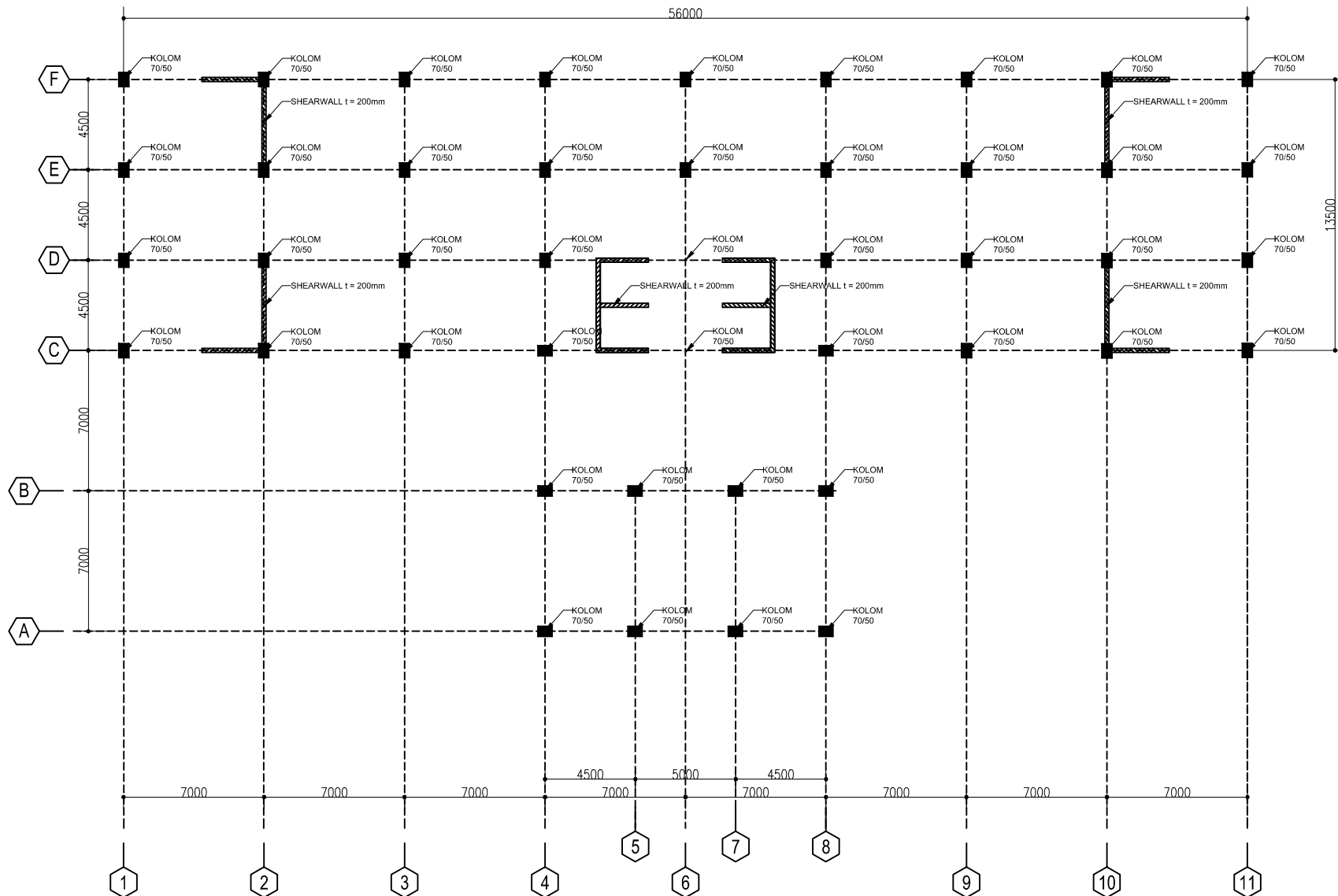
NO GAMBAR

JML GAMBAR

07

66

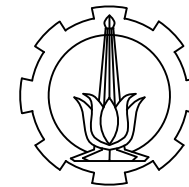




DENAH KOLOM & SHEARWALL LT 9-13

SKALA 1 : 200

CATATAN



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

DENAH KOLOM & SHEARWALL  
LANTAI 9 - 13

DOKUMEN KONSULTASI :

PEMBIMBING 1

Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMBIMBING 2

Prof. Tawio, ST.,MT.,Ph.D

MAHASISWA/MP :

M. Firman Alfiana  
3115105041

SKALA : 1 : 200

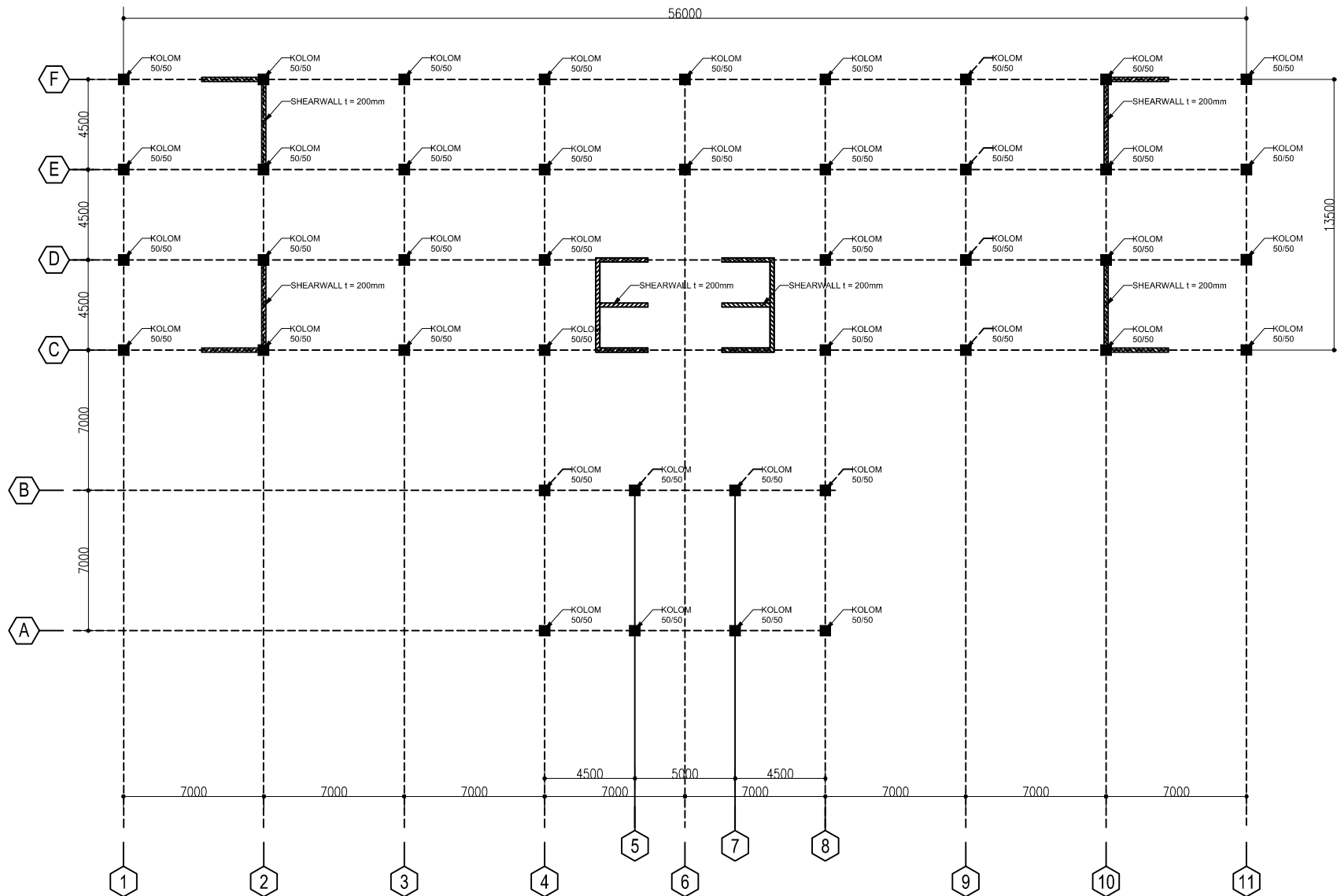
NO GAMBAR

JML GAMBAR

09

66

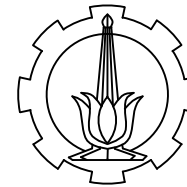




DENAH KOLOM & SHEARWALL LT 14-18

SKALA 1 : 200

CATATAN



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

DENAH KOLOM & SHEARWALL  
LANTAI 14 - 18

DOKUMEN KONSULTASI :

PEMBIMBING 1

Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMBIMBING 2

Prof. Tawio, ST.,MT.,Ph.D

MAHASISWA/MP :

M. Firman Alfiana  
3115105041

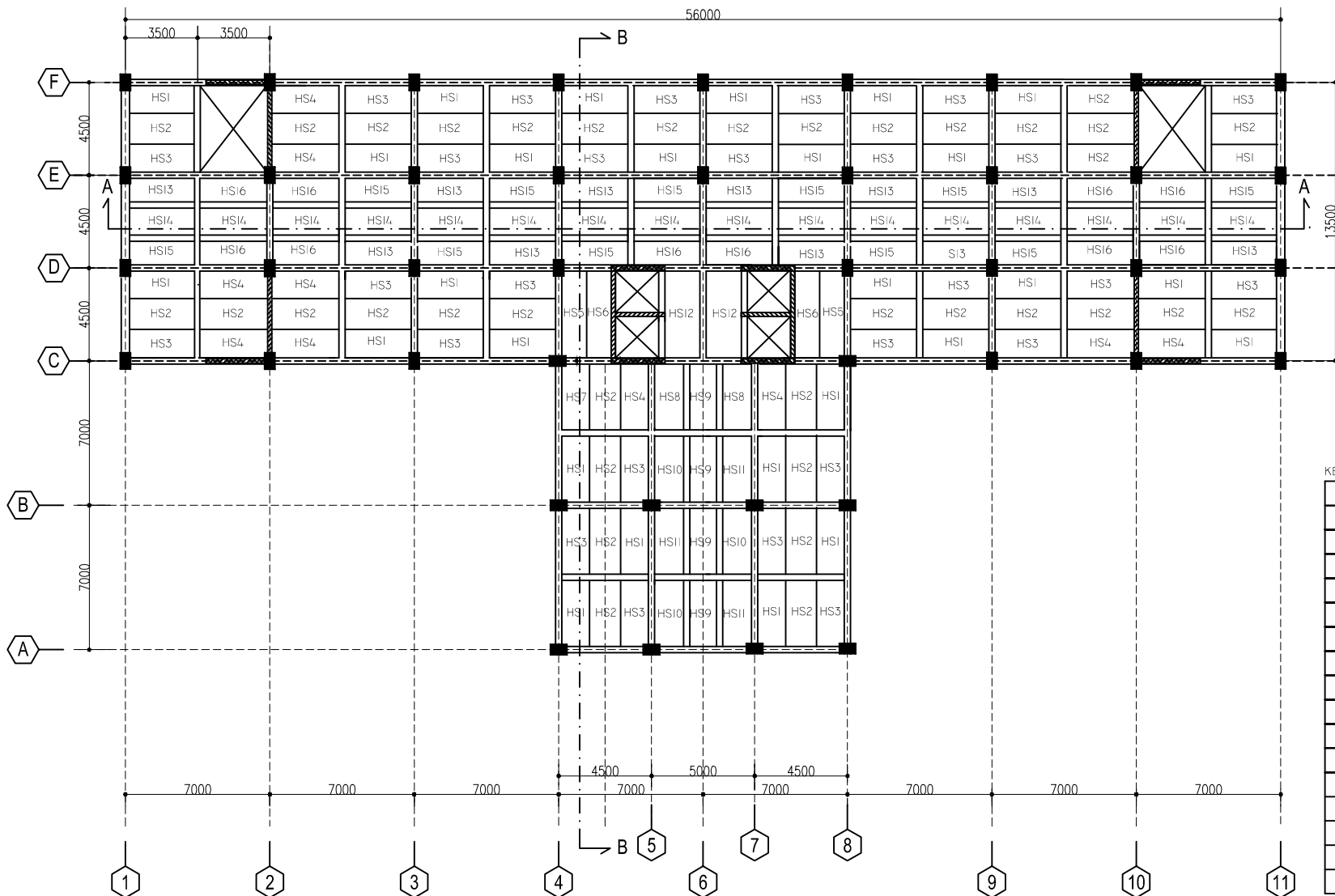
SKALA : 1 : 200

NO GAMBAR

JML GAMBAR

10

66



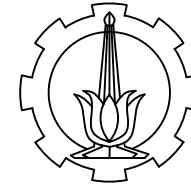
DENAH PELAT LT.DASAR - 4

SKALA 1 : 200

KET. DIMENSI

DIMENSI PELAT	
HS1	1300x3150
HS2	1300x3150
HS3	1300x3150
HS4	1300x3150
HS5	1175x4100
HS6	1175x4100
HS7	1350x3150
HS8	1350x3150
HS9	1300x3150
HS10	1350x3150
HS11	1350x3150
HS12	4100x1600
HS13	3150x1100
HS14	3150x1300
HS15	3150x1100
HS16	3150x1100

CATATAN



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

DENAH PELAT LT. DASAR - 4

DOKUMEN KONSULTASI :

PEMBARANG 1

Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMBARANG 2

Prof. Tavo, ST.,MT.,Ph.D

MAHASISWA/MP :

M. Firman Alfiana  
3115105041

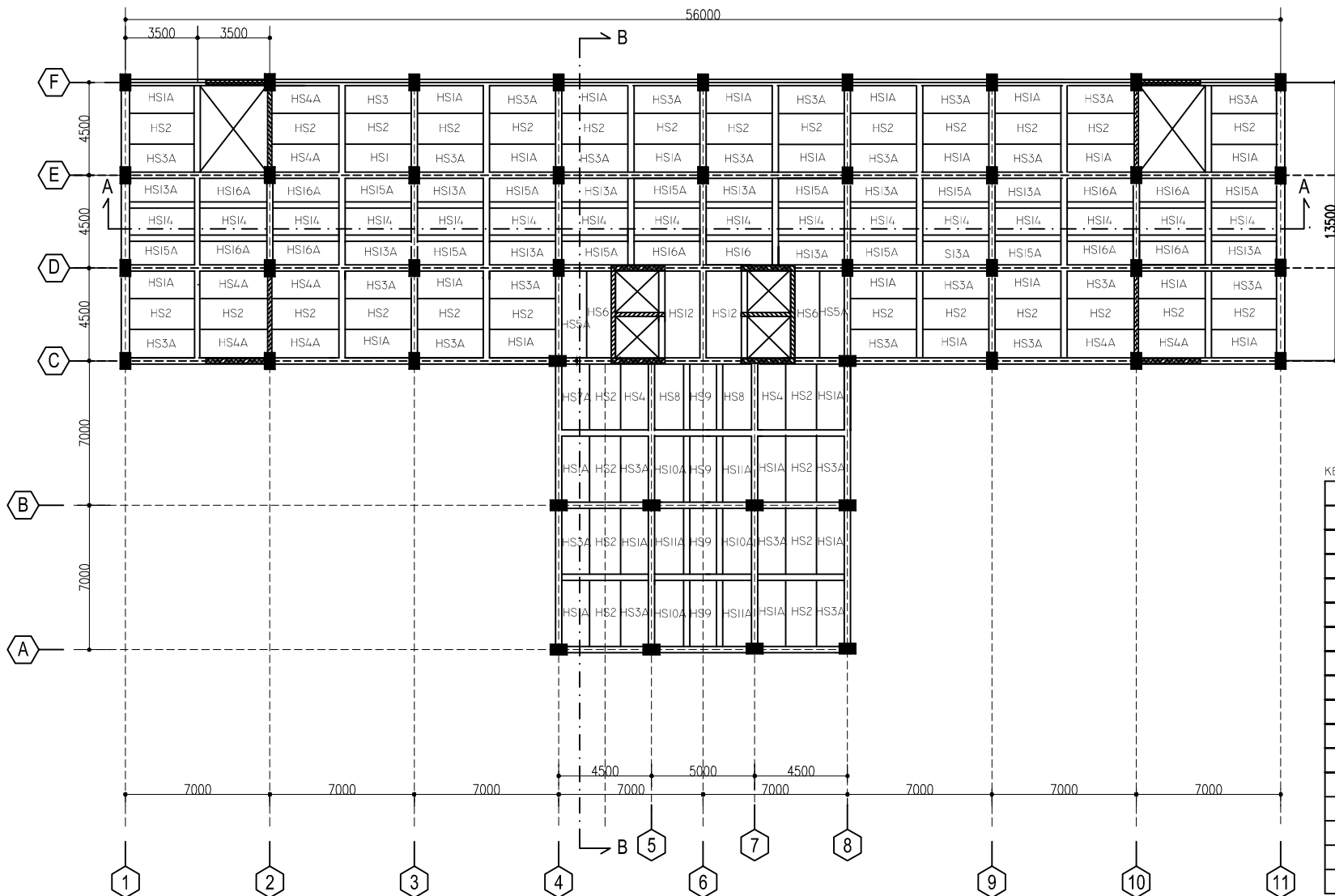
SKALA : 1 : 200

NO GAMBAR

JML GAMBAR

11

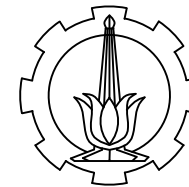
66



DENAH PELAT LT.5 - 9

SKALA 1 : 200

CATATAN



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

DENAH PELAT LT. 5 - 9

DOKUMEN KONSULTASI :

PEMBARANG 1

Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMBARANG 2

Prof. Tavo, ST.,MT.,Ph.D

MAHASISWA/MP :

M. Firman Alfiana  
3115105041

SKALA : 1 : 200

NO GAMBAR

JML GAMBAR

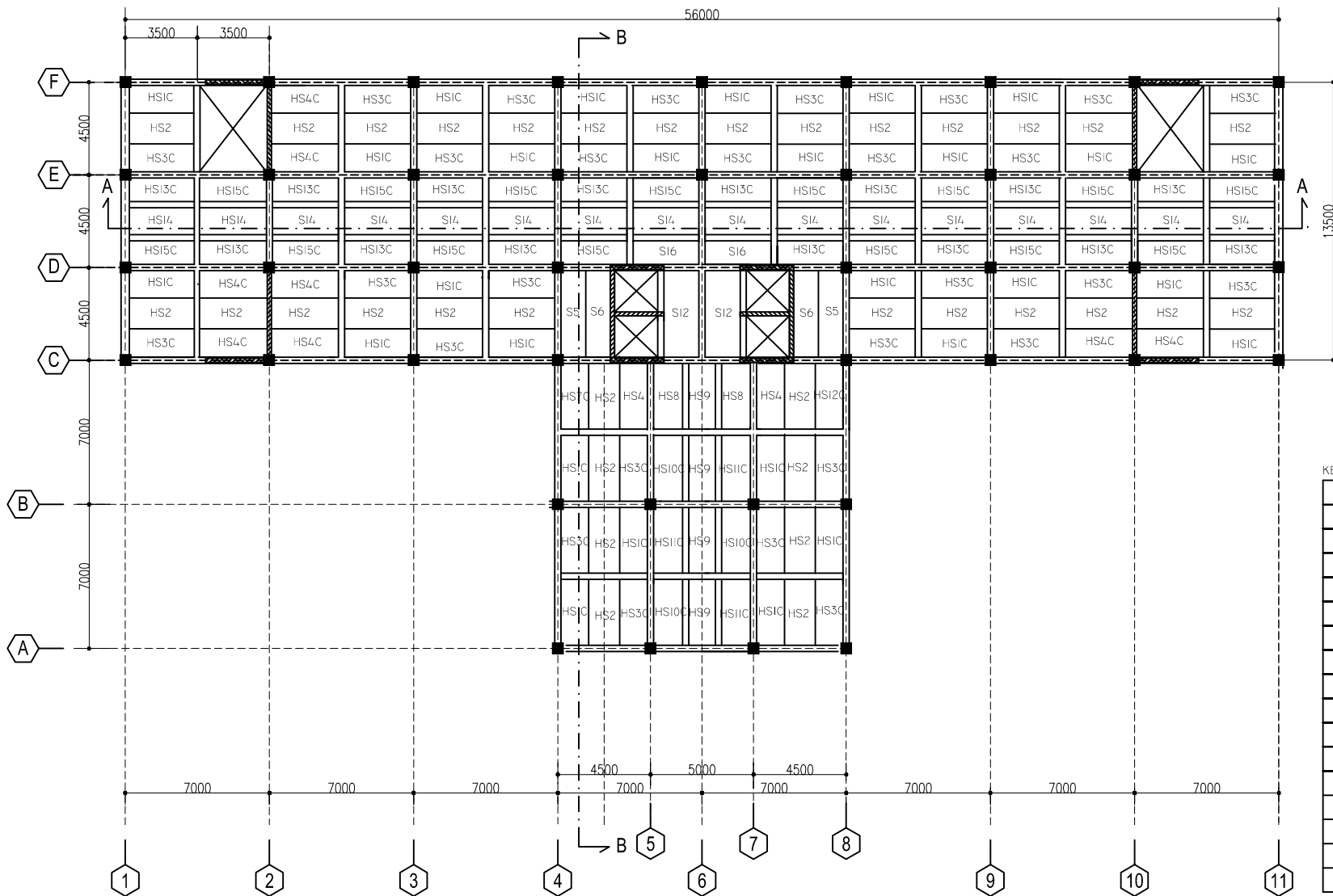
12

66

KET. DIMENSI

DIMENSI PELAT	
HS1A	1300x3150
HS2	1300x3150
HS3A	1300x3150
HS4A	1300x3150
HS5A	1175x4100
HS6	1175x4100
HS7A	1350x3150
HS8	1350x3150
HS9	1300x3150
HS10A	1350x3150
HS11A	1350x3150
HS12	4100x1600
HS13A	3150x1100
HS14	3150x1300
HS15A	3150x1100
HS16	3150x1100

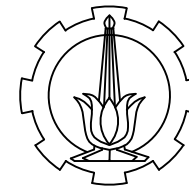




DENAH PELAT LT.15 - 18

SKALA 1 : 200

CATATAN



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

DENAH PELAT LT. 15 - 18

DOKUMEN KONSULTASI :

PEMBARANG 1

Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMBARANG 2

Prof. Tawio, ST.,MT.,Ph.D

MAHASISWA/MP :

M. Firman Alfiana  
3115105041

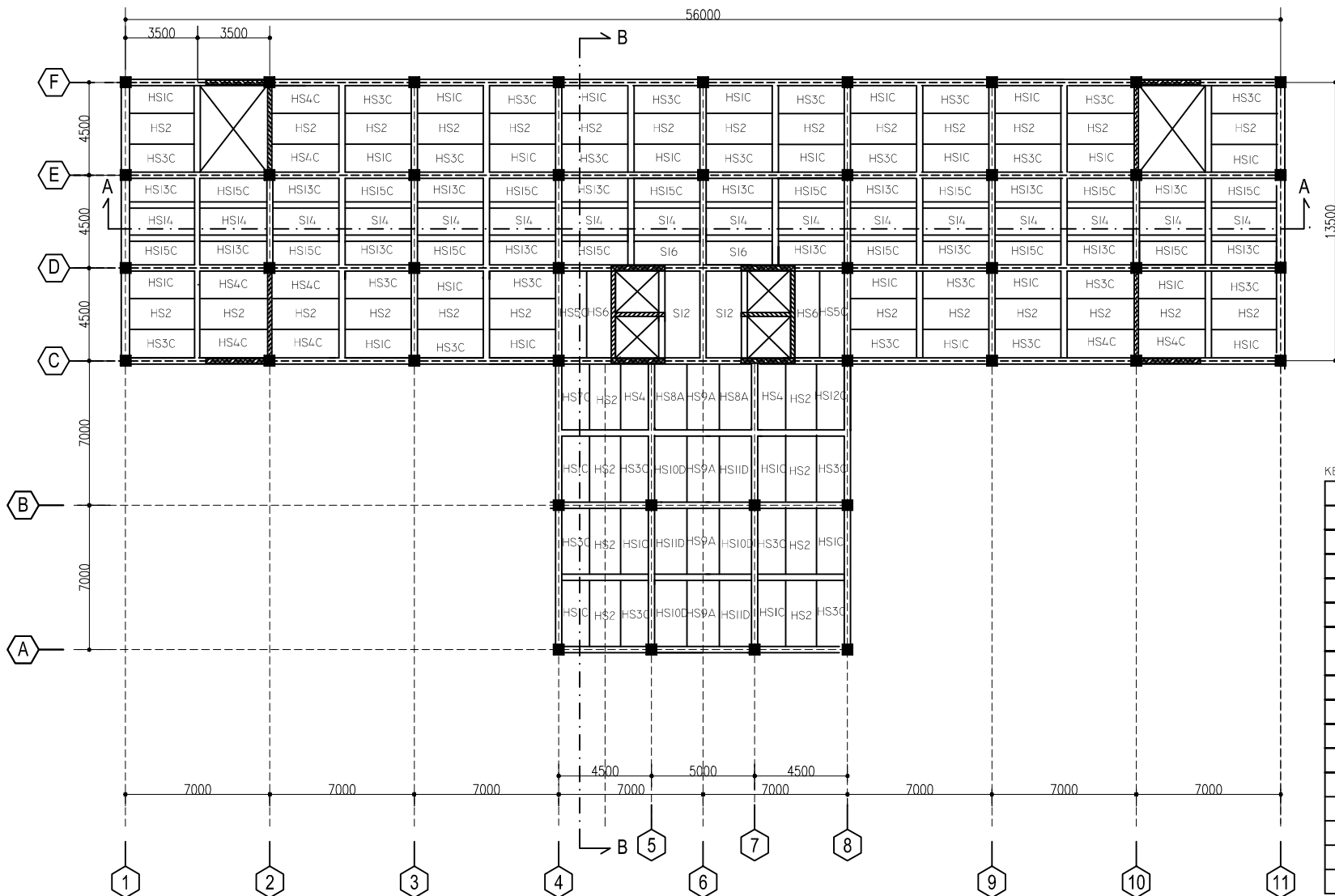
SKALA : 1 : 200

NO GAMBAR

JML GAMBAR

14

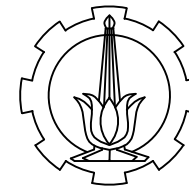
66



DENAH PELAT LT. ATAP

SKALA 1 : 200

CATATAN



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

DENAH PELAT LT. ATAP

DOKUMEN KONSULTASI :

PEMBARANG 1

Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMBARANG 2

Prof. Tawio, ST.,MT.,Ph.D

MAHASISWA/MP :

M. Firman Alfiana  
3115105041

SKALA : 1 : 200

NO GAMBAR

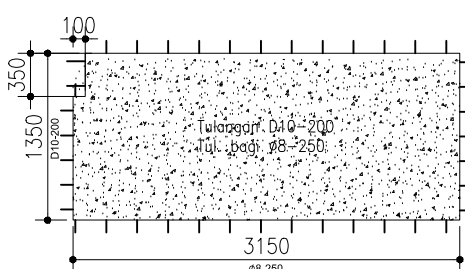

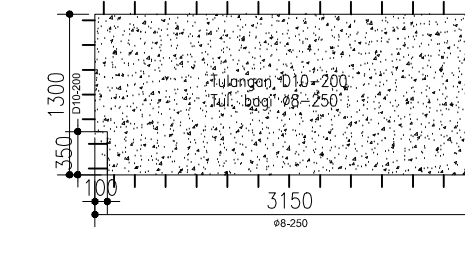
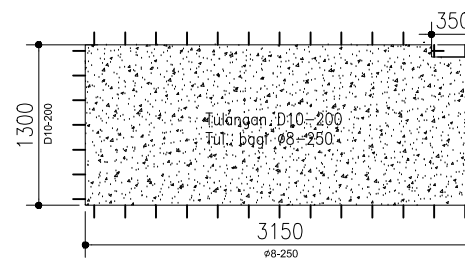
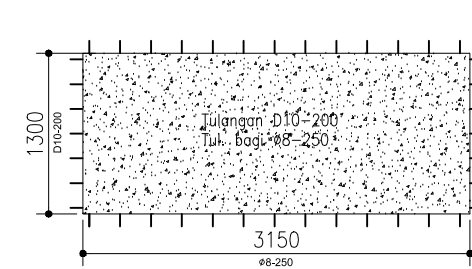
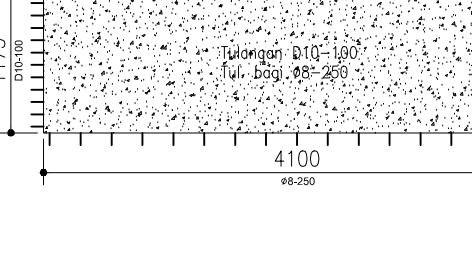
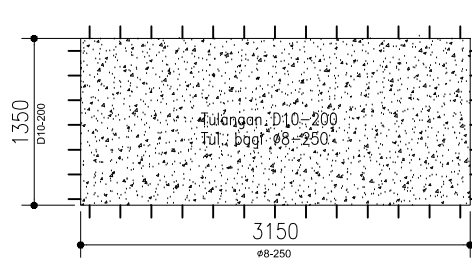
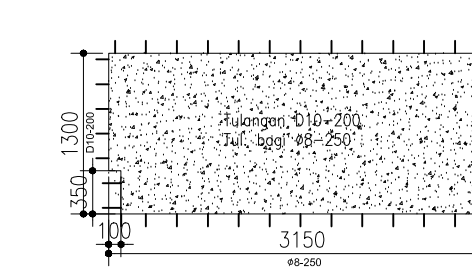
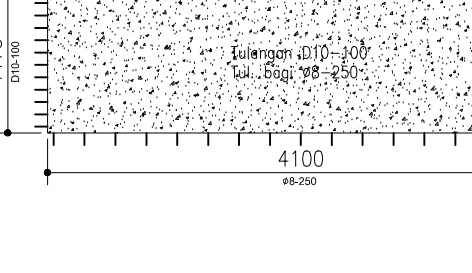
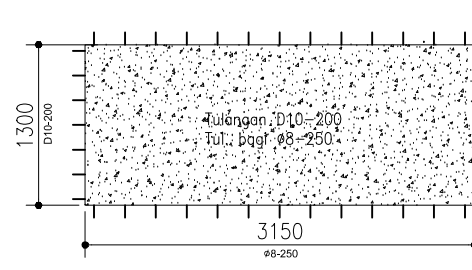
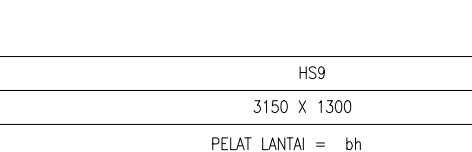
JML GAMBAR

15

66

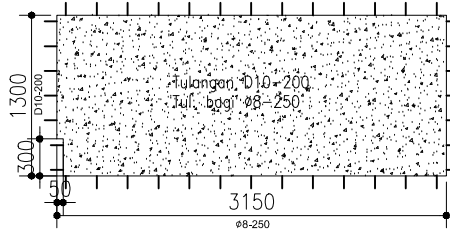
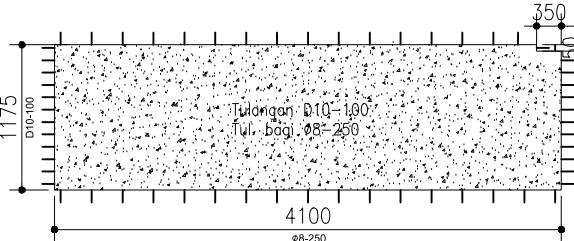
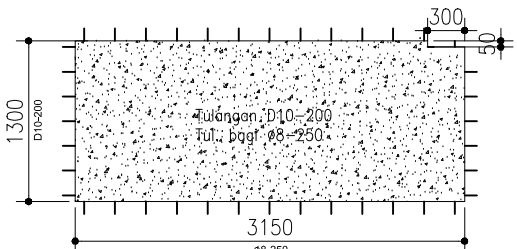

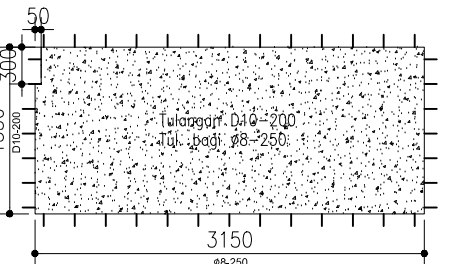
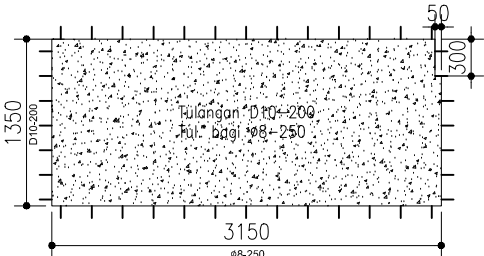
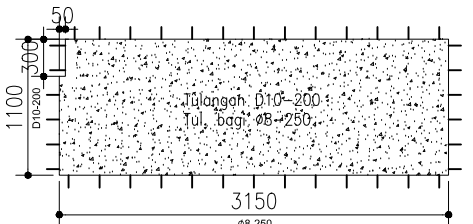
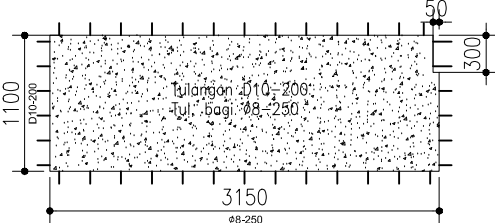
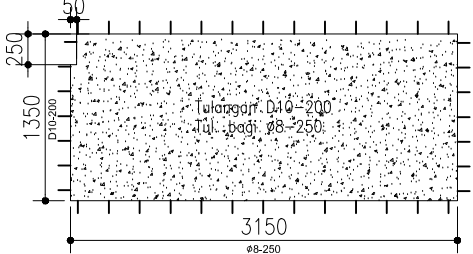
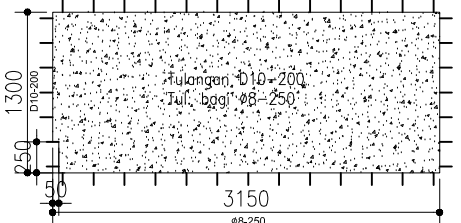
KET. DIMENSI

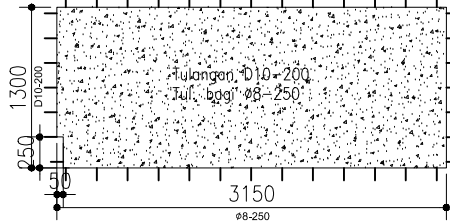
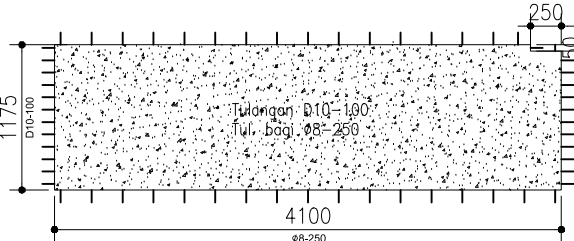
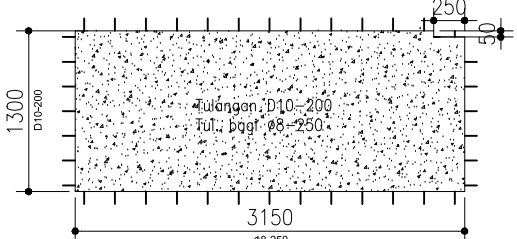

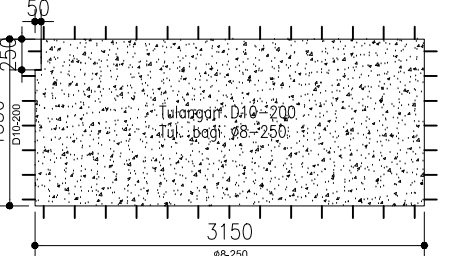
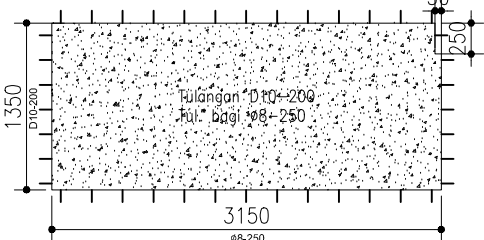
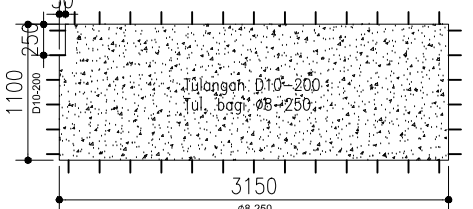
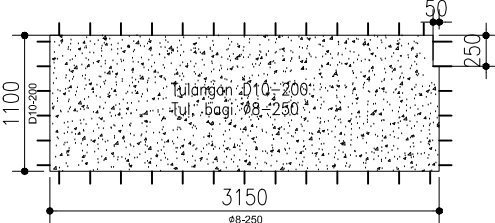
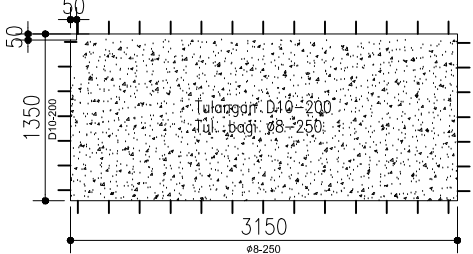
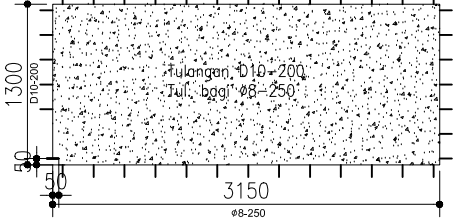
DIMENSI PELAT	
HSIC	1300x3150
HS2	1300x3150
HS3C	1300x3150
HS4C	1300x3150
HS5C	1175x4100
HS6	1175x4100
HS7C	1350x3150
HS8A	1350x3150
HS9A	1300x3150
HS10D	1350x3150
HS11D	1350x3150
HS12	4100x1600
HS13C	3150x1100
HS14C	3150x1300
HS15C	3150x1100
HS16	3150x1100

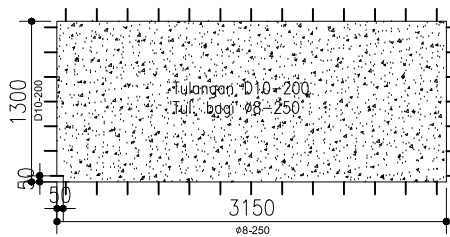
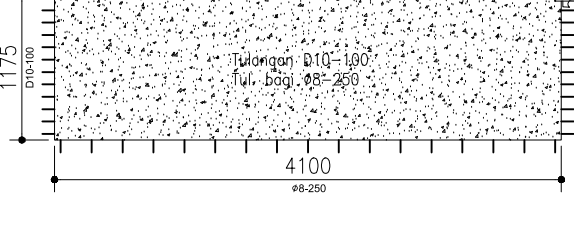
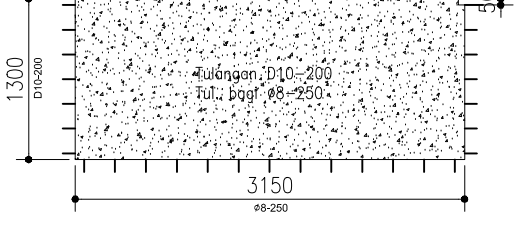

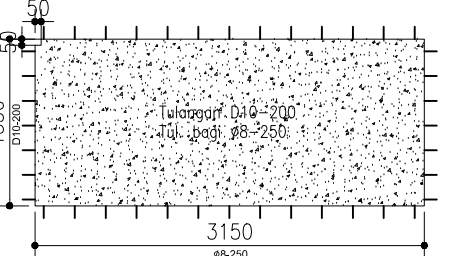
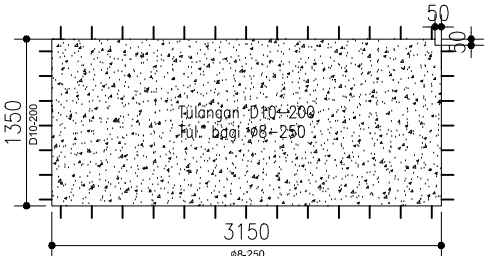
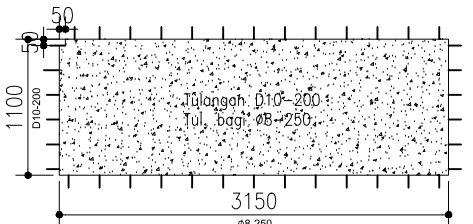
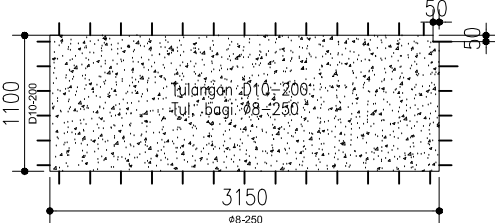
			<div><p>PROGRAM LINTAS JALUR JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS</p></div>
HS1	HS2	HS3	
3150 X 1300	3150 X 1300	3150 X 1300	
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	
			
HS4	HS5	HS6	
3150 X 1300	4100 X 1175	4100 X 1175	
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	
			
HS7	HS8	HS9	
3150 X 1300	3150 X 1350	3150 X 1300	
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	
			<div><p><b>JUDUL TUGAS AKHIR :</b></p><p>DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG MENGUNAKAN METODE PRACETAK</p></div> <div><p><b>JUDUL GAMBAR :</b></p><p>DETAIL PELAT HALF SLAB</p></div>
HS2	HS3	HS4	
3150 X 1300	3150 X 1300	4100 X 1175	
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	
			
HS5	HS6	HS7	
4100 X 1175	4100 X 1175	3150 X 1300	
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	
			
HS8	HS9	HS10	
3150 X 1350	3150 X 1300	3150 X 1300	
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	
			
HS9	HS10	HS11	
3150 X 1300	3150 X 1300	3150 X 1300	
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	
			
HS10	HS11	HS12	
3150 X 1300	3150 X 1300	3150 X 1300	
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	
			
HS11	HS12	HS13	
3150 X 1300	3150 X 1300	3150 X 1300	
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	
			
HS12	HS13	HS14	
3150 X 1300	3150 X 1300	3150 X 1300	
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	
HS13	HS14	HS15	
3150 X 1300	3150 X 1300	3150 X 1300	
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	
HS14	HS15	HS16	
3150 X 1300	3150 X 1300	3150 X 1300	
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	
HS15	HS16	HS17	
3150 X 1300	3150 X 1300	3150 X 1300	
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	
HS16	HS17	HS18	
3150 X 1300	3150 X 1300	3150 X 1300	
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	
HS17	HS18	HS19	
3150 X 1300	3150 X 1300	3150 X 1300	
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	
HS18	HS19	HS20	
3150 X 1300	3150 X 1300	3150 X 1300	
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	
HS19	HS20	HS21	
3150 X 1300	3150 X 1300	3150 X 1300	
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	
HS20	HS21	HS22	
3150 X 1300	3150 X 1300	3150 X 1300	
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	
HS21	HS22	HS23	
3150 X 1300	3150 X 1300	3150 X 1300	
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	
HS22	HS23	HS24	
3150 X 1300	3150 X 1300	3150 X 1300	
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	
HS23	HS24	HS25	
3150 X 1300	3150 X 1300	3150 X 1300	
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	
HS24	HS25	HS26	
3150 X 1300	3150 X 1300	3150 X 1300	
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	
HS25	HS26	HS27	
3150 X 1300	3150 X 1300	3150 X 1300	
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	
HS26	HS27	HS28	
3150 X 1300	3150 X 1300	3150 X 1300	
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	
HS27	HS28	HS29	
3150 X 1300	3150 X 1300	3150 X 1300	
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	
HS28	HS29	HS30	
3150 X 1300	3150 X 1300	3150 X 1300	
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	
HS29	HS30	HS31	
3150 X 1300	3150 X 1300	3150 X 1300	
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	
HS30	HS31	HS32	
3150 X 1300	3150 X 1300	3150 X 1300	
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	
HS31	HS32	HS33	
3150 X 1300	3150 X 1300	3150 X 1300	
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	
HS32	HS33	HS34	
3150 X 1300	3150 X 1300	3150 X 1300	
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	
HS33	HS34	HS35	
3150 X 1300	3150 X 1300	3150 X 1300	
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	
HS34	HS35	HS36	
3150 X 1300	3150 X 1300	3150 X 1300	
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	
HS35	HS36	HS37	
3150 X 1300	3150 X 1300	3150 X 1300	
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	
HS36	HS37	HS38	
3150 X 1300	3150 X 1300	3150 X 1300	
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	
HS37	HS38	HS39	
3150 X 1300	3150 X 1300	3150 X 1300	
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	
HS38	HS39	HS40	
3150 X 1300	3150 X 1300	3150 X 1300	
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	
HS39	HS40	HS41	
3150 X 1300	3150 X 1300	3150 X 1300	
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	
HS40	HS41	HS42	
3150 X 1300	3150 X 1300	3150 X 1300	
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	
HS41	HS42	HS43	
3150 X 1300	3150 X 1300	3150 X 1300	
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	
HS42	HS43	HS44	
3150 X 1300	3150 X 1300	3150 X 1300	
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	
HS43	HS44	HS45	
3150 X 1300	3150 X 1300	3150 X 1300	
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	
HS44	HS45	HS46	
3150 X 1300	3150 X 1300	3150 X 1300	
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	
HS45	HS46	HS47	
3150 X 1300	3150 X 1300	3150 X 1300	
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	
HS46	HS47	HS48	
3150 X 1300	3150 X 1300	3150 X 1300	
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	
HS47	HS48	HS49	
3150 X 1300	3150 X 1300	3150 X 1300	
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	
HS48	HS49	HS50	
3150 X 1300	3150 X 1300	3150 X 1300	
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	
HS49	HS50	HS51	
3150 X 1300	3150 X 1300	3150 X 1300	
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	
HS50	HS51	HS5	

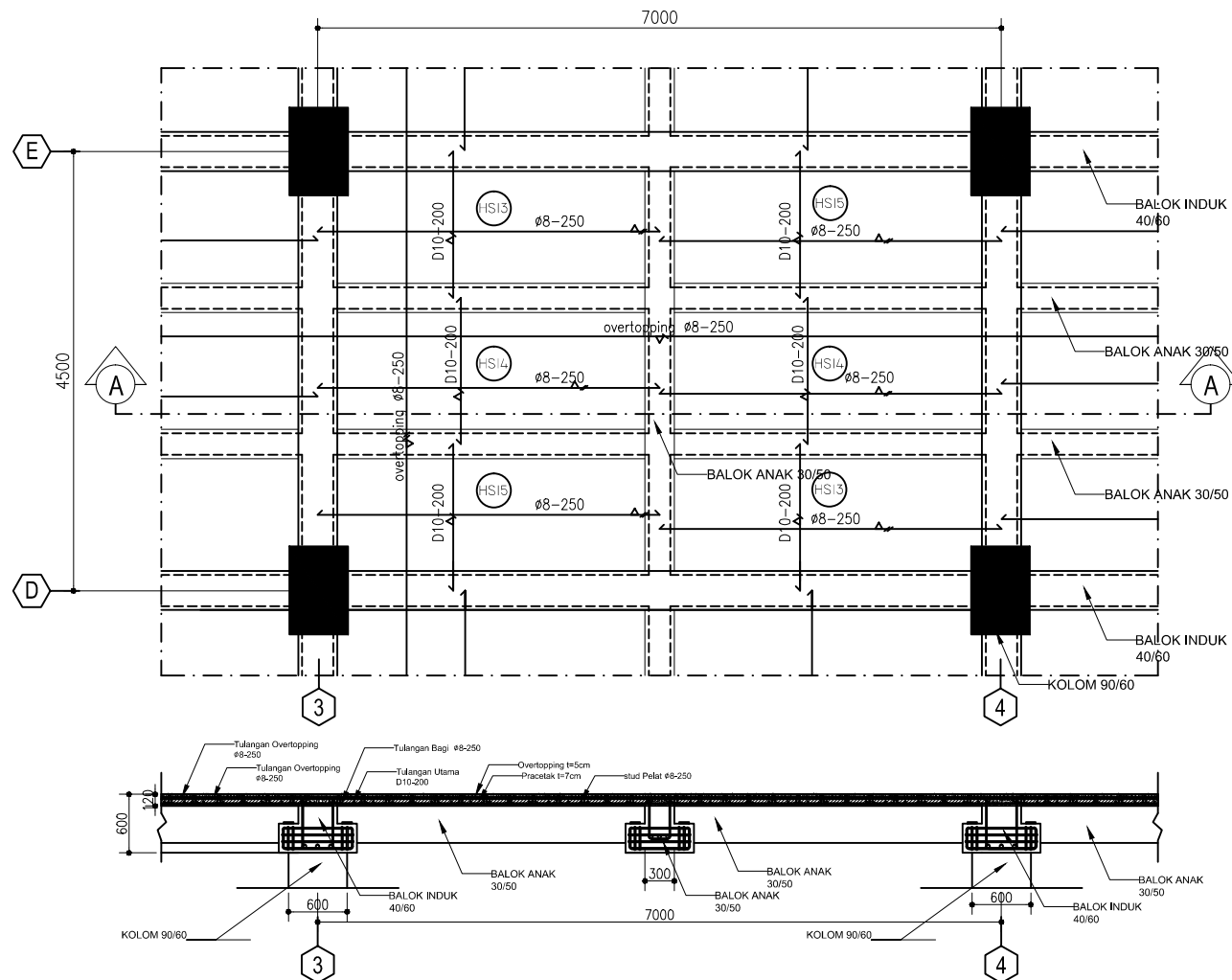





									<div>CATATAN</div> <div></div> <div>PROGRAM LINTAS JALUR JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS</div>	
HS4A			HS5A			HS7A			JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP	
3150 X 1300			4100 X 1175			3150 X 1300			INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH	
PELAT LANTAI = bh			PELAT LANTAI = bh			PELAT LANTAI = bh			NOPEMBER, SURABAYA 2017	
									JUDUL TUGAS AKHIR :	
HS10A			HS11A			HS13A			DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG MENGGUNAKAN METODE PRACETAK	
3150 X 1350			3150 X 1350			3150 X 1100			JUDUL GAMBAR :	
PELAT LANTAI = bh			PELAT LANTAI = bh			PELAT LANTAI = bh			DETAIL PELAT HALF SLAB	
									DOSEN KONSULTASI :	
HS15A			HS1B			HS3B			PEMBINA 1 Ir. Mudji Irmawan.,MS	
3150 X 1100			3150 X 1300			3150 X 1300			PEMBINA 2 Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D	
PELAT LANTAI = bh			PELAT LANTAI = bh			PELAT LANTAI = bh			MAHASISWA/MP :  M. Firman Alfiana 3115105041	
SKALA : 1 : 25									NO GAMBAR	
									JML GAMBAR	
									18	
									66	

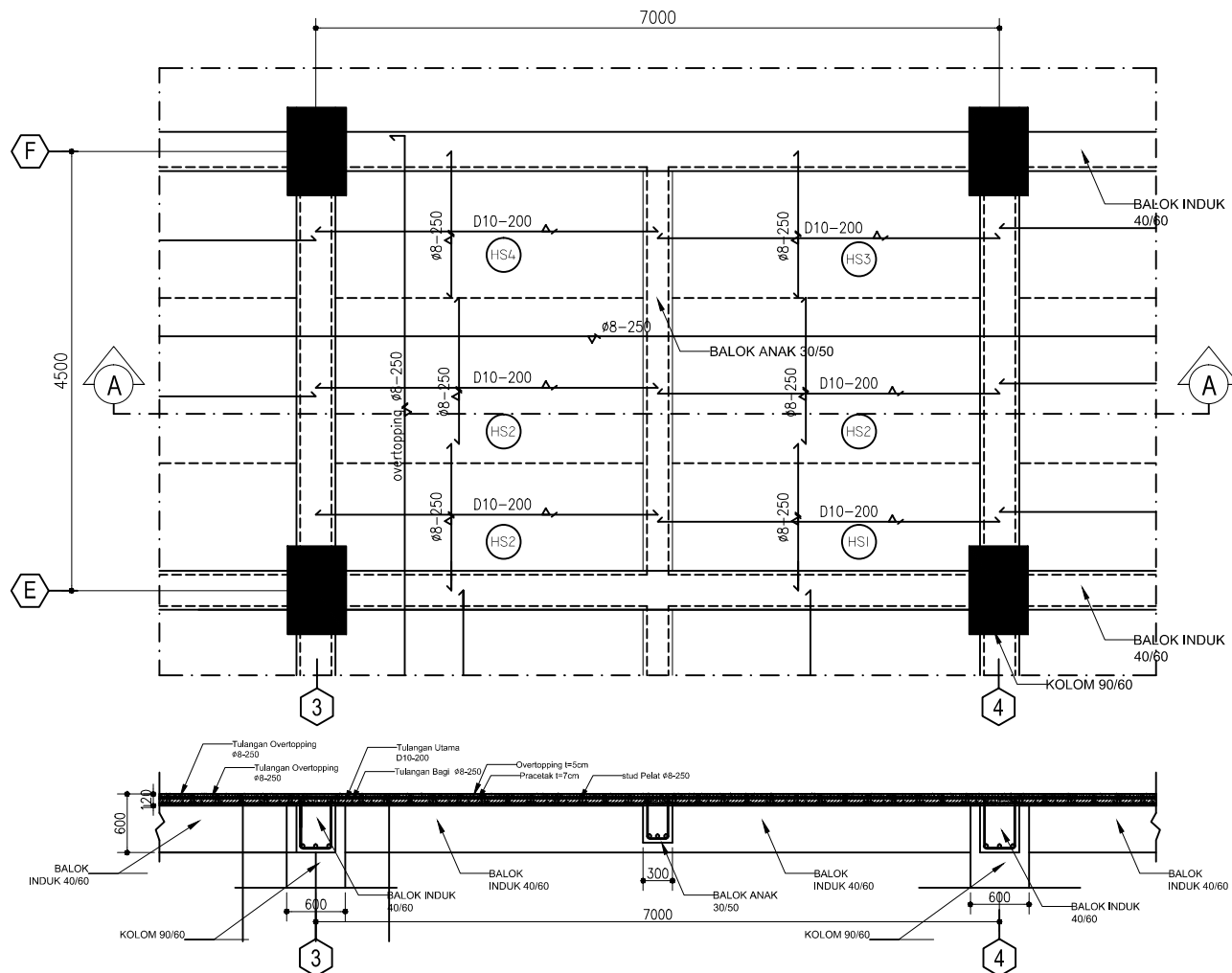
									<div>CATATAN</div> <div></div> <div>PROGRAM LINTAS JALUR JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS</div>	
HS4B			HS5B			HS7B			JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP	
3150 X 1300			4100 X 1175			3150 X 1300			INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH	
PELAT LANTAI = bh			PELAT LANTAI = bh			PELAT LANTAI = bh			NOPEMBER, SURABAYA 2017	
									JUDUL TUGAS AKHIR :  DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG MENGGUNAKAN METODE PRACETAK	
HS10B			HS11B			HS13B			JUDUL GAMBAR :  DETAIL PELAT HALF SLAB	
3150 X 1350			3150 X 1350			3150 X 1100			DOSEN KONSULTASI :	
PELAT LANTAI = bh			PELAT LANTAI = bh			PELAT LANTAI = bh			PEMBINA 1 Ir. Mudji Irmawan.,MS	
									PEMBINA 2 Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D	
HS15B			HS1C			HS3C			MAHASISWA/MP :  M. Firman Alfiana 3115105041	
3150 X 1100			3150 X 1300			3150 X 1300			SKALA : 1 : 25	
PELAT LANTAI = bh			PELAT LANTAI = bh			PELAT LANTAI = bh			NO GAMBAR JML GAMBAR	
									19 66	

			<div><p>PROGRAM LINTAS JALUR JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS</p></div>
HS4C	HS5C	HS7C	
3150 X 1300	4100 X 1175	3150 X 1300	JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER, SURABAYA 2017
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	JUDUL TUGAS AKHIR :  DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG MENGGUNAKAN METODE PRACETAK
			JUDUL GAMBAR :  DETAIL PELAT HALF SLAB
HS10C	HS11C	HS13C	DOSEN KONSULTASI :
3150 X 1350	3150 X 1350	3150 X 1100	PEMBINA 1 Ir. Mudji Irmawan.,MS
PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PELAT LANTAI = bh	PEMBINA 2 Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D
			MAHASISWA/MP :  M. Firman Alfiana 3115105041
HS15C			SKALA : 1 : 25
3150 X 1100			NO GAMBAR JML GAMBAR
PELAT LANTAI = bh			20 66



**DETAIL PENULANGAN PELAT LANTAI**  
Skala 1: 25

<p>CATATAN</p>  <p>PROGRAM LINTAS JALUR JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS</p>	
<p>JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER, SURABAYA 2017</p>	
<p>JUDUL TUGAS AKHIR :</p> <p>DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG MENGUNAKAN METODE PRACETAK</p>	
<p>JUDUL GAMBAR :</p> <p>DETAIL PENULANGAN PELAT</p>	
<p>DOKTER KONSULTASI :</p> <p>PEMBIMBING 1 Ir. Mudji Irmawan.,MS</p> <p>PEMBIMBING 2 Prof. Tawio, ST.,MT.,Ph.D</p>	
<p>MAHASISWA/MP :</p> <p>M. Firman Alfiana 3115105041</p>	
<p>SKALA : 1 : 25</p>	
NO GAMBAR	JML GAMBAR
21	66



**DETAIL PENULANGAN PELAT LANTAI**  
Skala 1: 25



CATATAN



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

DETAIL PENULANGAN PELAT

DOKTER KONSULTASI :

PEMBIMBING 1

Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMBIMBING 2

Prof. Tawio, ST.,MT.,Ph.D

MAHASISWA/MP :

M. Firman Alfiana  
3115105041

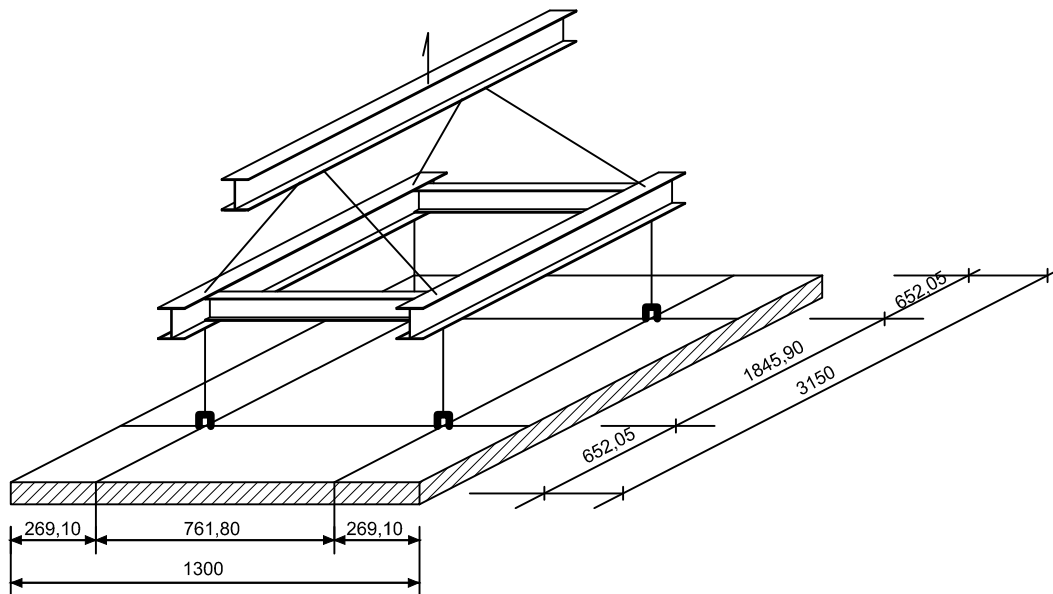
SKALA : 1 : 25

NO GAMBAR

JML GAMBAR

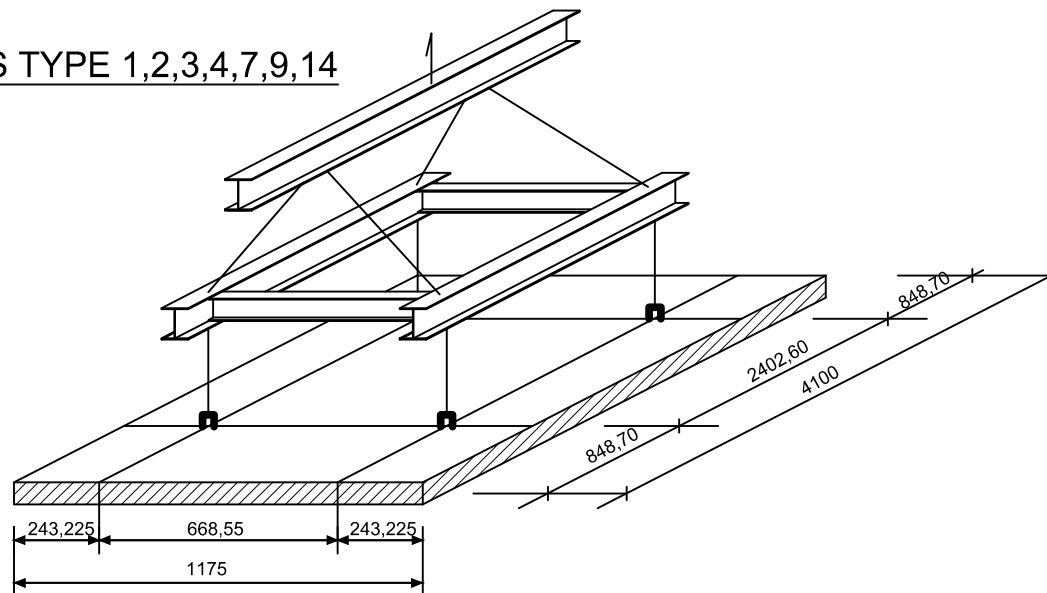
22

66



**TITIK PENGANGKATAN PELAT HS TYPE 1,2,3,4,7,9,14**

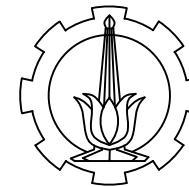
Skala 1: 50



**TITIK PENGANGKATAN PELAT HS TYPE 5,6**

Skala 1: 50

CATATAN



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

PENGANGKATAN PELAT

DOKTER KONSULTASI :

PEMBIMBING 1  
Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMBIMBING 2  
Prof. Tawio, ST.,MT.,Ph.D

MAHASISWA/MP :

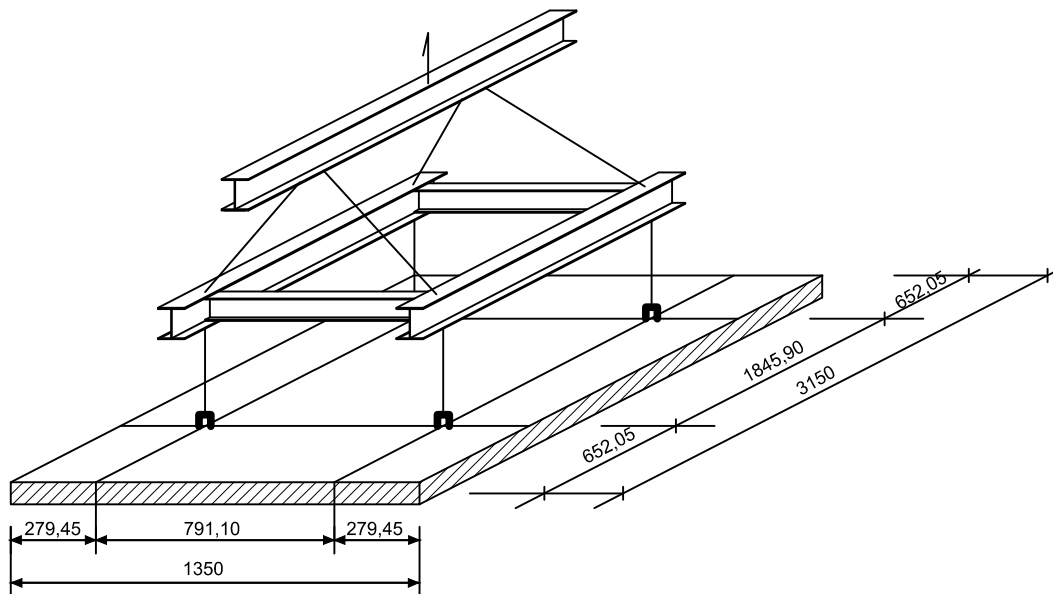
M. Firman Alfiana  
3115105041

SKALA : NTS

NO GAMBAR JML GAMBAR

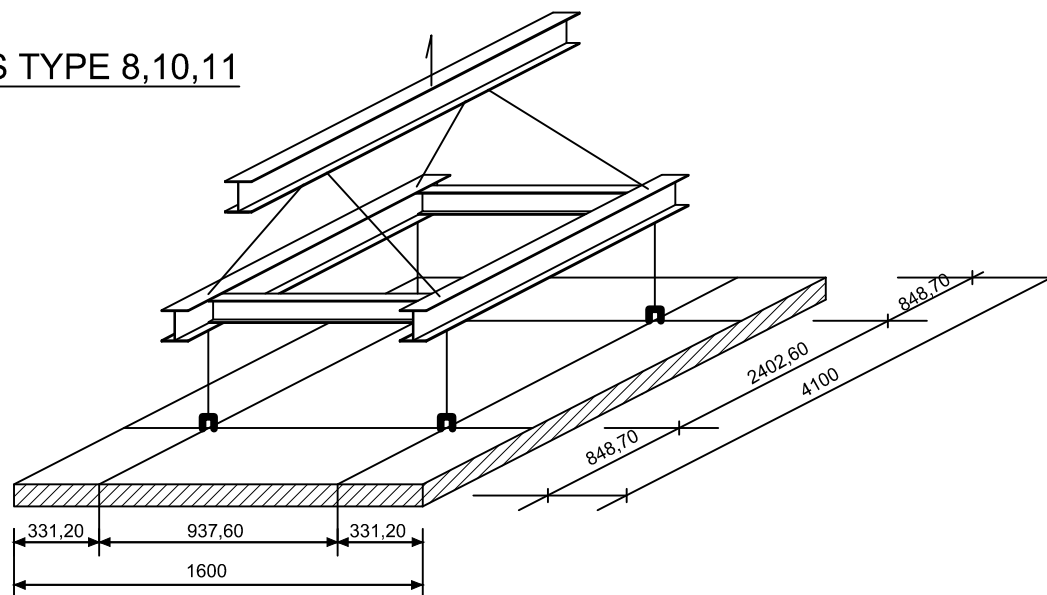
23

66



**TITIK PENGANGKATAN PELAT HS TYPE 8,10,11**

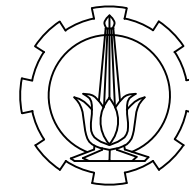
Skala 1: 50



**TITIK PENGANGKATAN PELAT HS TYPE 12**

Skala 1: 50

CATATAN



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

PENGANGKATAN PELAT

DOKTER KONSULTASI :

PEMBIMBING 1  
Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMBIMBING 2  
Prof. Tawio, ST.,MT.,Ph.D

MAHASISWA/MP :

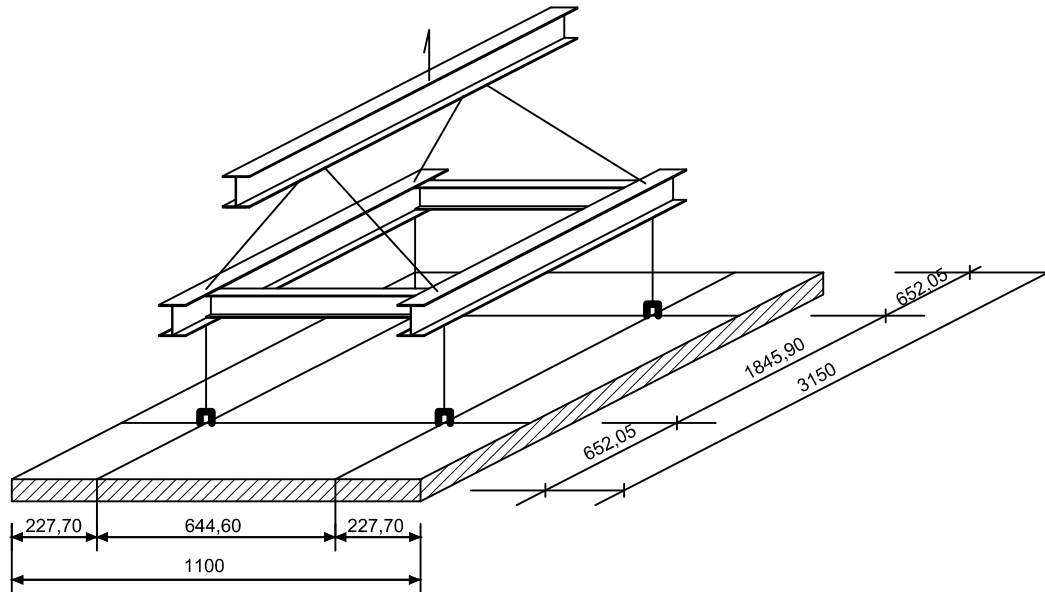
M. Firman Alfiana  
3115105041

SKALA : NTS

NO GAMBAR JML GAMBAR

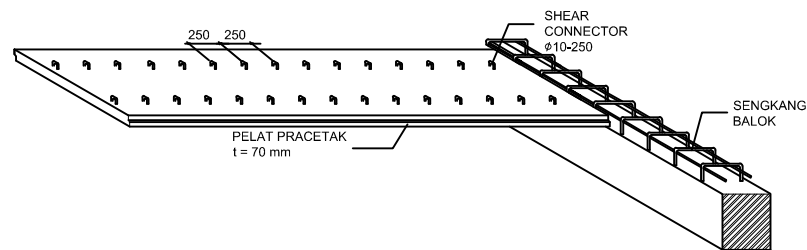
24

66



**TITIK PENGANGKATAN PELAT HS TYPE 13,15,16**

Skala 1: 50



**SKETSA TULANGAN STUD PELAT HS**

Skala 1: 50

CATATAN



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

PENGANGKATAN PELAT

DOKTER KONSULTASI :

PEMBIMBING 1

Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMBIMBING 2

Prof. Tawio, ST.,MT.,Ph.D

MAHASISWA/MP :

M. Firman Alfiana  
3115105041

SKALA : NTS

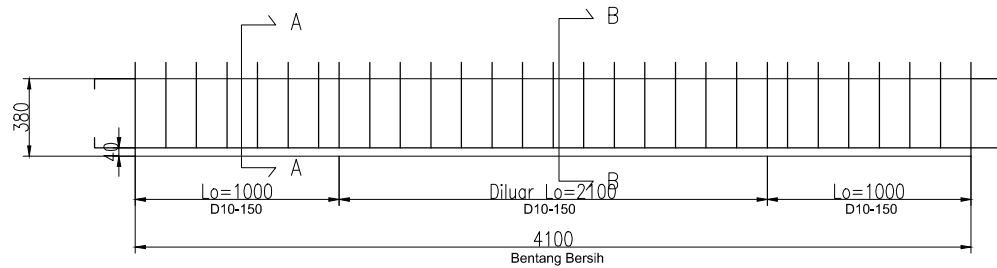
NO GAMBAR

JML GAMBAR

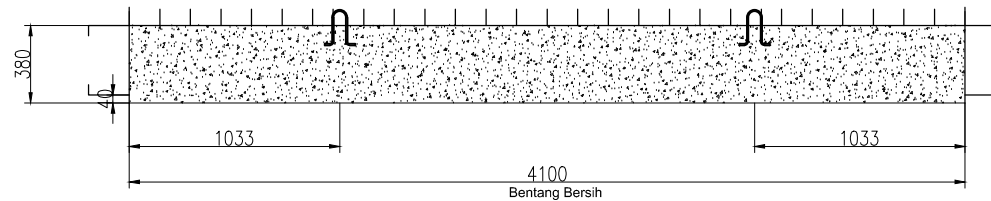
25

66

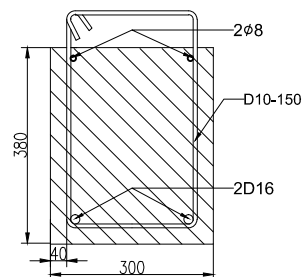




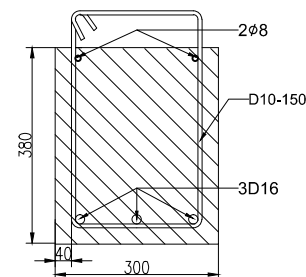
**DETAIL BALOK ANAK SEBELUM KOMPOSIT BENTANG 4,5m**  
Skala 1: 25



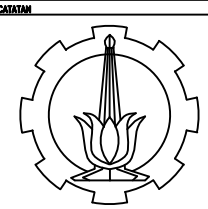
**DETAIL PENGANGKATAN BALOK ANAK BENTANG 4.5m**  
Skala 1: 25



**POTONGAN A-A**  
Skala 1: 5



**POTONGAN B-B**  
Skala 1: 5



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

PEMERIKSA 1  
Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMERIKSA 2  
Prof. Tawio, ST.,MT.,Ph.D

DOKUMEN KONSULTASI :

DETAIL BALOK ANAK SEBELUM  
KOMPOSIT

MAHASISWA/NIP :

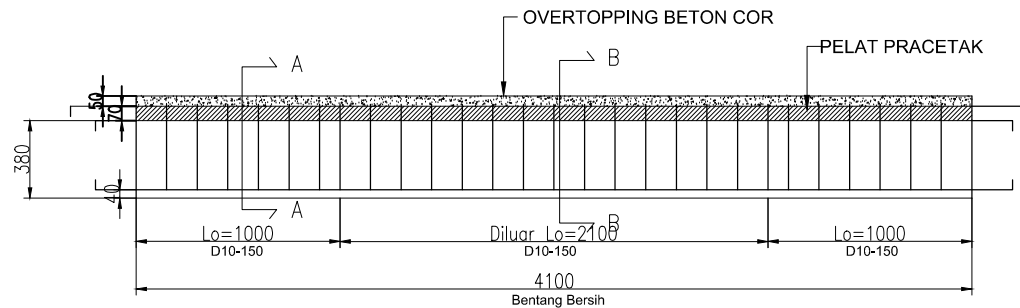
M. Firman Alfiana  
3115105041

SKALA : 1 : 25

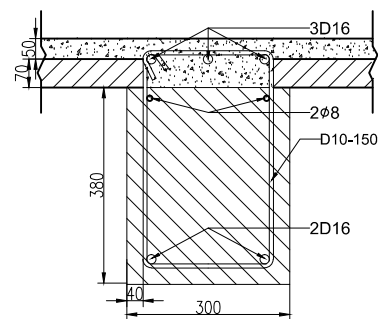
NO GAMBAR JML GAMBAR

26

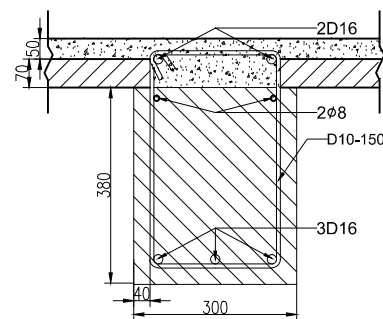
66



**DETAIL BALOK ANAK SETELAH KOMPOSIT BENTANG 4,5m**  
Skala 1: 25

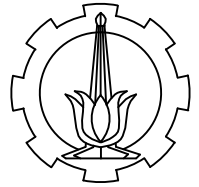


**POTONGAN A-A**  
Skala 1: 5



**POTONGAN B-B**  
Skala 1: 5

CATATAN



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

PEMERIKSAAN 1

Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMERIKSAAN 2

Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D

DOKUMEN KONSULTASI :

DETAIL BALOK ANAK SETELAH  
KOMPOSIT

MAHASISWA/NIM :

M. Firman Alfiana  
3115105041

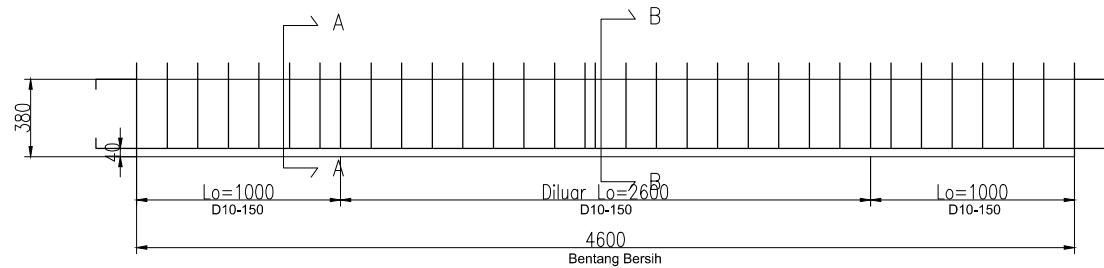
SKALA : 1 : 25

NO GAMBAR

JML GAMBAR

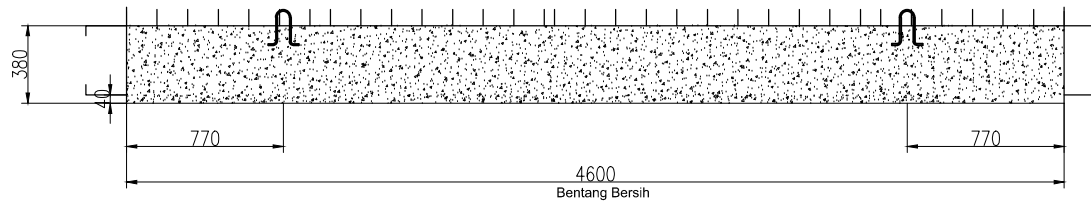
27

66



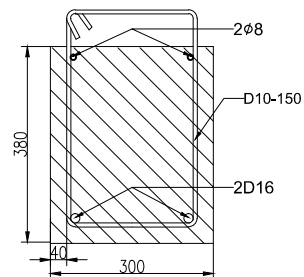
**DETAIL BALOK ANAK SEBELUM KOMPOSIT BENTANG 5m**

Skala 1: 25



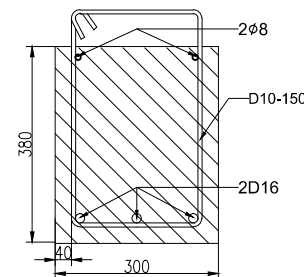
**DETAIL PENGANGKATAN BALOK ANAK BENTANG 5m**

Skala 1: 25



**POTONGAN A-A**

Skala 1: 5



**POTONGAN B-B**

Skala 1: 5

CATATAN



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

PEMERIKSA 1

Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMERIKSA 2

Prof. Tawio, ST.,MT.,Ph.D

DOKUMEN KONSULTASI :

DETAIL BALOK ANAK SEBELUM  
KOMPOSIT

MAHASISWA/NMP :

M. Firman Alfiana  
3115105041

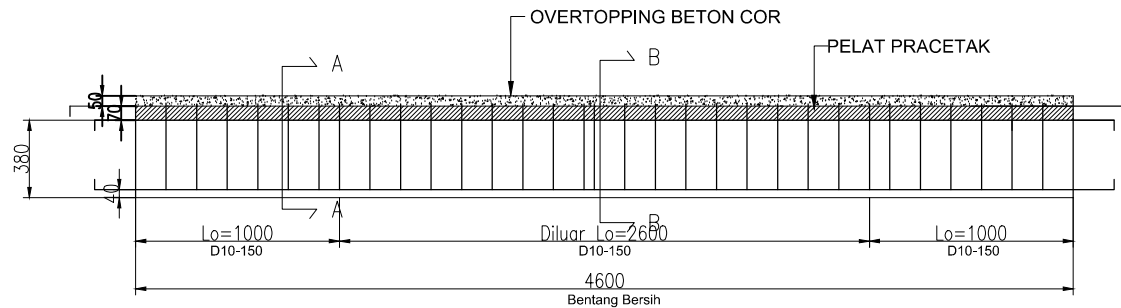
SKALA : 1 : 25

NO GAMBAR

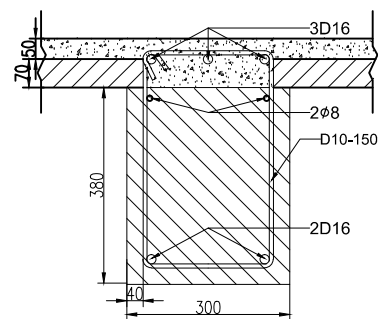
JML GAMBAR

28

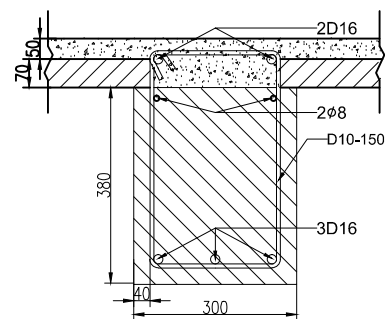
66



**DETAIL BALOK ANAK SETELAH KOMPOSIT BENTANG 5m**  
Skala 1: 25

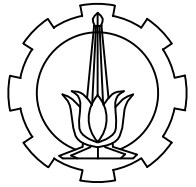


**POTONGAN A-A**  
Skala 1: 5



**POTONGAN B-B**  
Skala 1: 5

CATATAN



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

PEMBAHAS 1

Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMBAHAS 2

Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D

DOKUMEN KONSULTASI :

DETAIL BALOK ANAK SETELAH  
KOMPOSIT

MAHASISWA/MP :

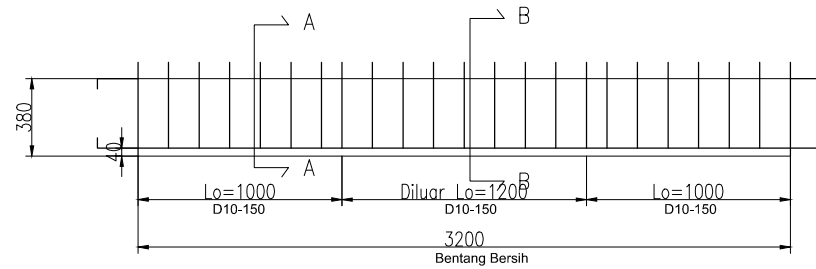
M. Firman Alfiana  
3115105041

SKALA : 1 : 25

NO GAMBAR JML GAMBAR

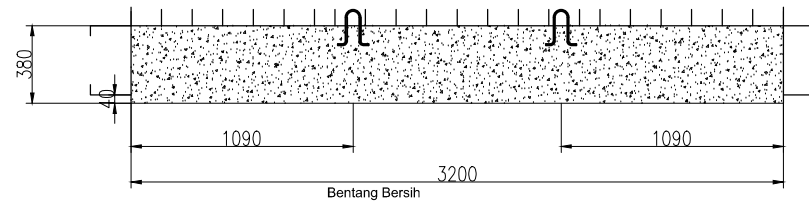
29

66



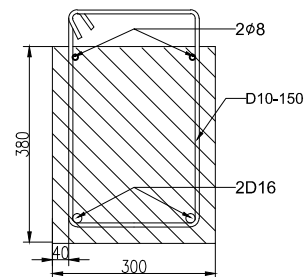
**DETAIL BALOK ANAK SEBELUM KOMPOSIT BENTANG 3,5m**

Skala 1: 25



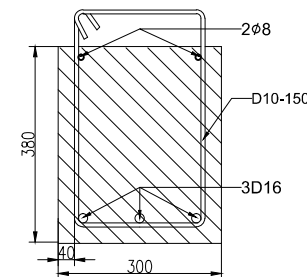
**DETAIL PENGANGKATAN BALOK ANAK BENTANG 4.5m**

Skala 1: 25



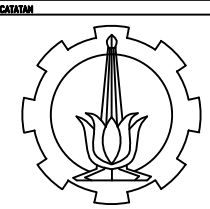
**POTONGAN A-A**

Skala 1: 5



**POTONGAN B-B**

Skala 1: 5



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

PEMERIKSA 1  
Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMERIKSA 2  
Prof. Tawio, ST.,MT.,Ph.D

DOKUMEN KONSULTASI :

DETAIL BALOK ANAK SEBELUM  
KOMPOSIT

MAHASISWA/MP :

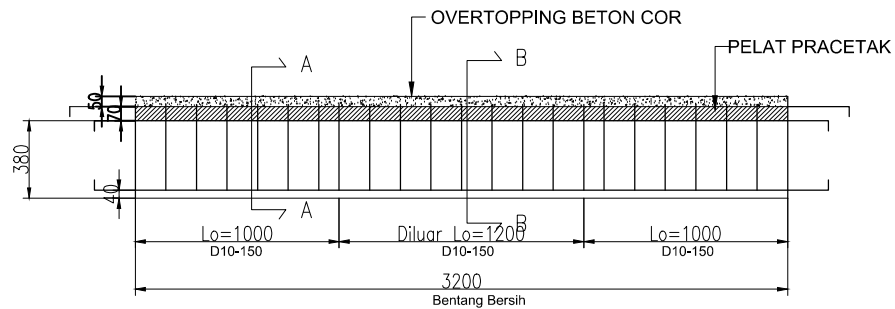
M. Firman Alfiana  
3115105041

SKALA : 1 : 25

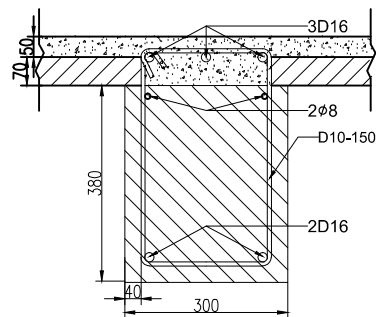
NO GAMBAR JML GAMBAR

30

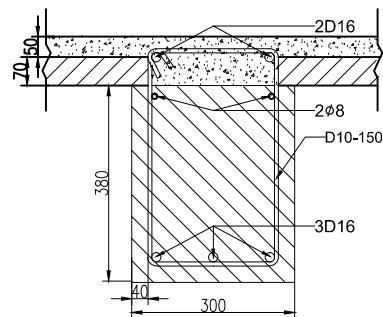
66



**DETAIL BALOK ANAK SETELAH KOMPOSIT BENTANG 3,5m**  
Skala 1: 25

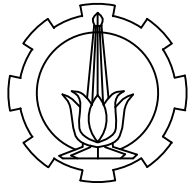


**POTONGAN A-A**  
Skala 1: 5



**POTONGAN B-B**  
Skala 1: 5

CATATAN



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

PEMERIKSA 1

Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMERIKSA 2

Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D

DOKUMEN KONSULTASI :

DETAIL BALOK ANAK SETELAH  
KOMPOSIT

MANASSERNA/MRP :

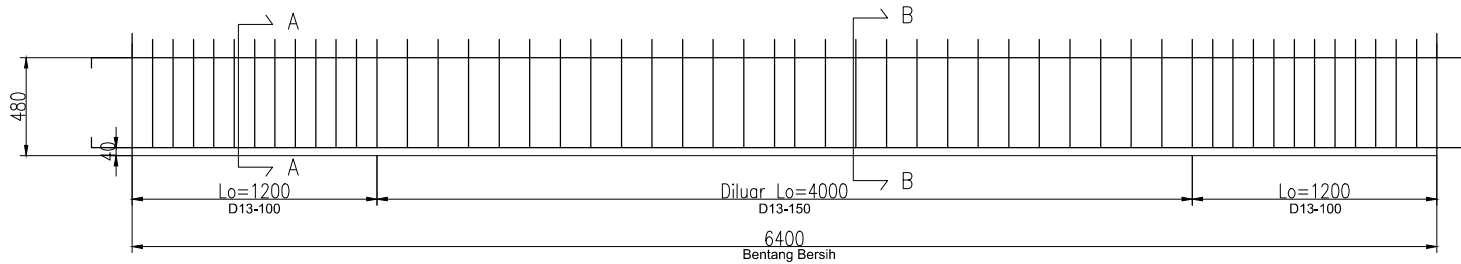
M. Firman Alfiana  
3115105041

SKALA : 1 : 25

NO GAMBAR JML GAMBAR

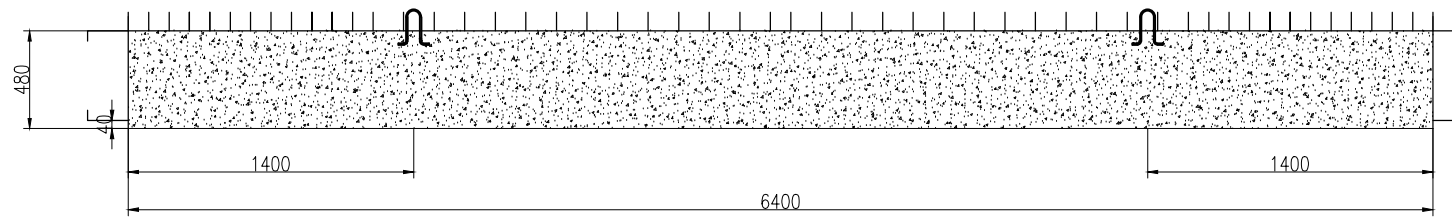
31

66



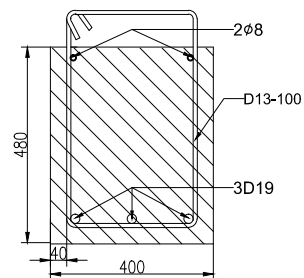
### DETAIL BALOK INDUK SEBELUM KOMPOSIT BENTANG 7m

Skala 1: 25



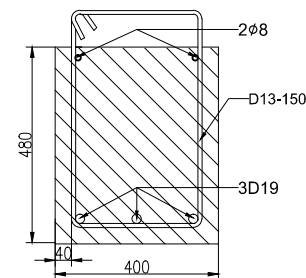
### DETAIL PENGANGKATAN BALOK INDUK BENTANG 7m

Skala 1: 25



### POTONGAN A-A

Skala 1: 5



### POTONGAN B-B

Skala 1: 5

### DETAIL BALOK INDUK SEBELUM KOMPOSIT BENTANG 7m LT.DASAR-3



CATATAN



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

PEMBAHAS 1

Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMBAHAS 2

Prof. Tavo, ST.,MT.,Ph.D

DOKUMEN KONSULTASI :

DETAIL BALOK INDUK SEBELUM  
KOMPOSIT

MAHASISWA/NRP :

M. Firman Alfiana  
3115105041

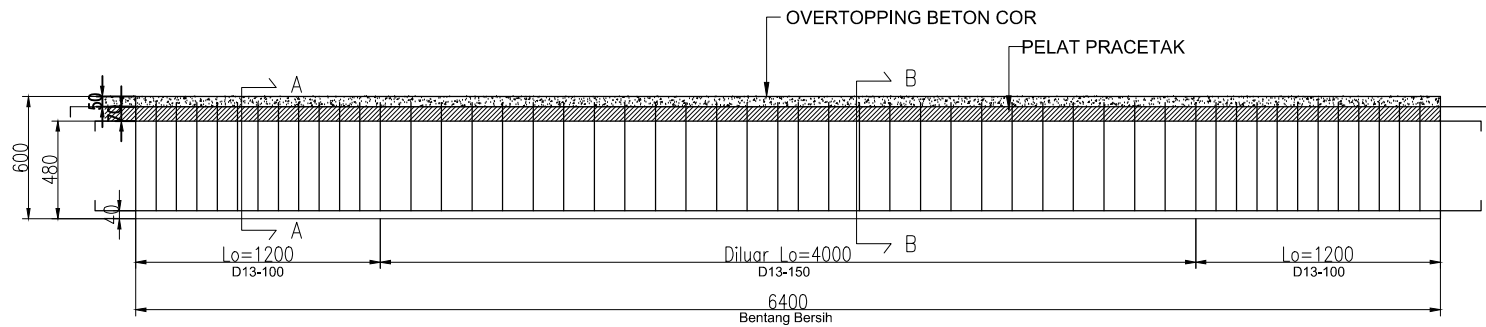
SKALA : 1 : 25

NO GAMBAR

JML GAMBAR

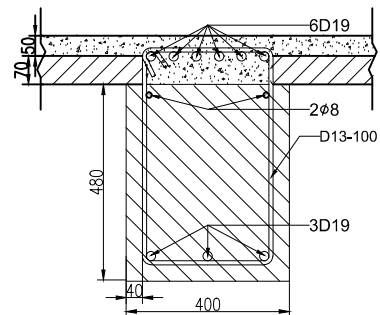
32

66



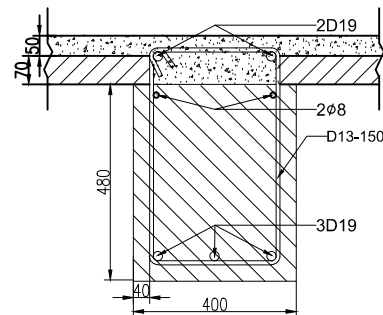
**DETAIL BALOK INDUK SETELAH KOMPOSIT BENTANG 7m**

Skala 1: 25



**POTONGAN A-A**

Skala 1: 5



**POTONGAN B-B**

Skala 1: 5

**DETAIL BALOK INDUK SETELAH KOMPOSIT BENTANG 7m LT.DASAR-3**

CATATAN



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

PEMERIKSA 1

Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMERIKSA 2

Prof. Tawio, ST.,MT.,Ph.D

DOKUMEN KONSULTASI :

DETAIL BALOK INDUK SETELAH  
KOMPOSIT

MAHASISWA/MP :

M. Firman Alfiana  
3115105041

SKALA : 1 : 25

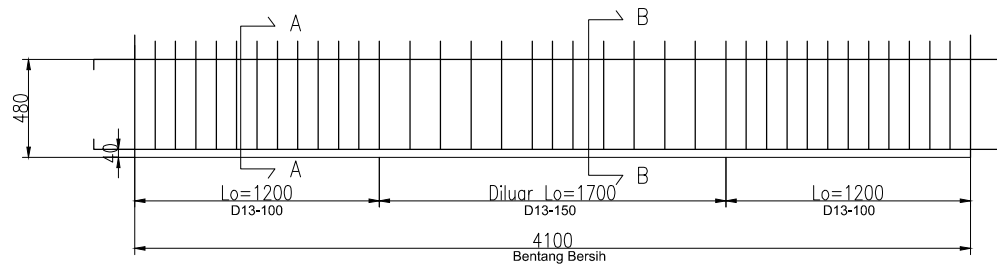
NO GAMBAR

JML GAMBAR

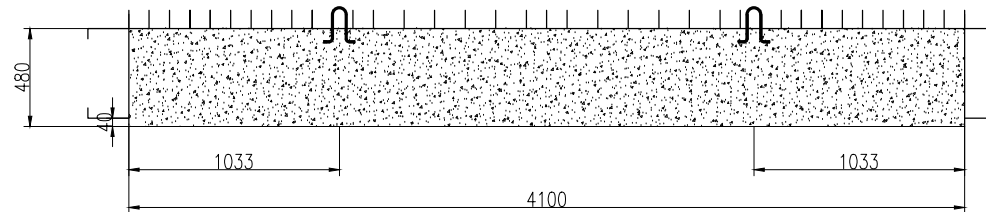
33

66

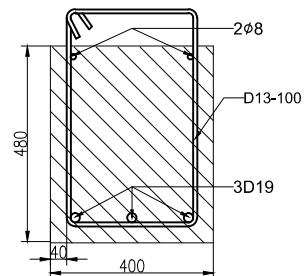




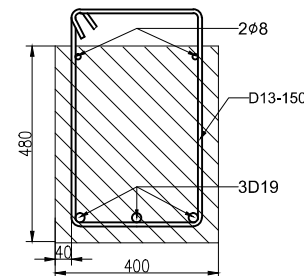
**DETAIL BALOK INDUK SEBELUM KOMPOSIT BENTANG 5m**  
Skala 1: 25



**DETAIL PENGANGKATAN BALOK INDUK BENTANG 5m**  
Skala 1: 25



**POTONGAN A-A**  
Skala 1: 5



**POTONGAN B-B**  
Skala 1: 5

**DETAIL BALOK INDUK SEBELUM KOMPOSIT BENTANG 5m LT.DASAR-3**



CATATAN



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

PEMERIKSA 1

Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMERIKSA 2

Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D

DOKUMEN KONSULTASI :

DETAIL BALOK INDUK SEBELUM  
KOMPOSIT

MANASSERNA/MPP :

M. Firman Alfiana  
3115105041

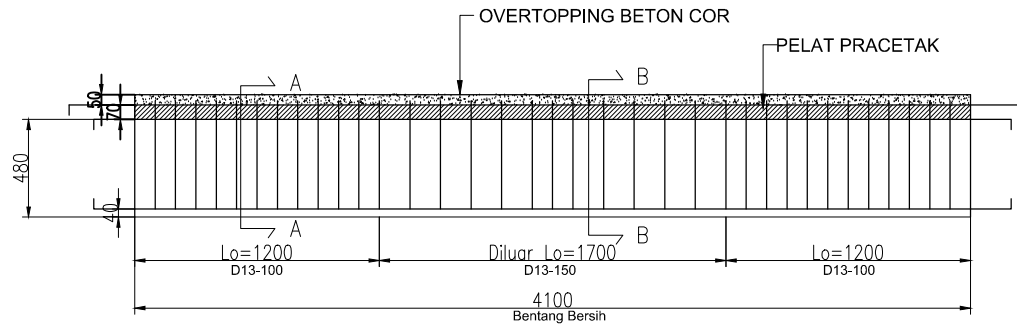
SKALA : 1 : 25

NO GAMBAR

JML GAMBAR

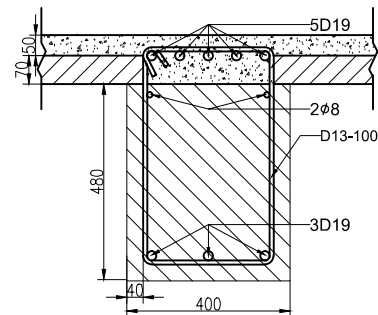
34

66



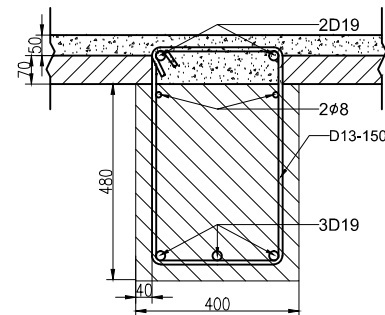
**DETAIL BALOK INDUK SEBELUM KOMPOSIT BENTANG 5m**

Skala 1: 25



**POTONGAN A-A**

Skala 1: 5



**POTONGAN B-B**

Skala 1: 5

**DETAIL BALOK INDUK SETELAH KOMPOSIT BENTANG 5m LT.DASAR-3**

CATATAN



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

PEMBAHAS 1

Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMBAHAS 2

Prof. Tawio, ST.,MT.,Ph.D

DOKUMEN KONSULTASI :

DETAIL BALOK INDUK SETELAH  
KOMPOSIT

MAHASISWA/MP :

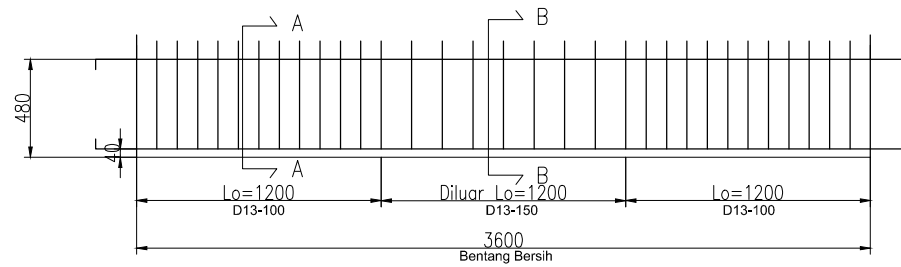
M. Firman Alfiana  
3115105041

SKALA : 1 : 25

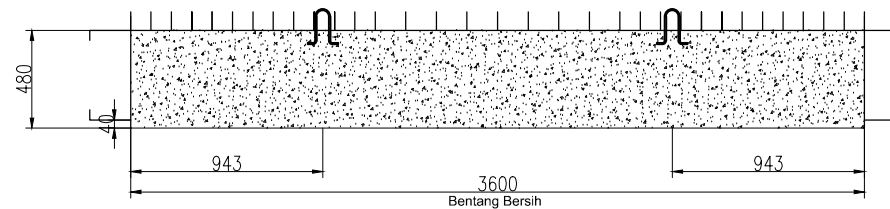
NO GAMBAR JML GAMBAR

35

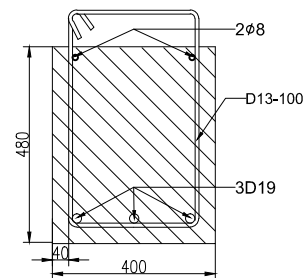
66



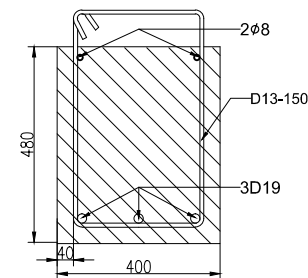
**DETAIL BALOK INDUK SEBELUM KOMPOSIT BENTANG 4,5m**  
Skala 1: 25



**DETAIL PENGANGKATAN BALOK INDUK BENTANG 4,5m**  
Skala 1: 25



**POTONGAN A-A**  
Skala 1: 5



**POTONGAN B-B**  
Skala 1: 5

**DETAIL BALOK INDUK SEBELUM KOMPOSIT BENTANG 4,5m LT.DASAR-3**

CATATAN



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

PEMERIKSA 1

Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMERIKSA 2

Prof. Tawio, ST.,MT.,Ph.D

DOKUMEN KONSULTASI :

DETAIL BALOK INDUK SEBELUM  
KOMPOSIT

MAHASISWA/NIP :

M. Firman Alfiana  
3115105041

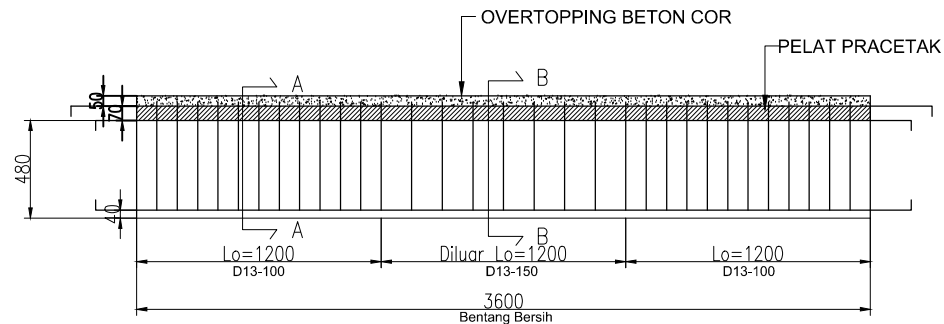
SKALA : 1 : 25

NO GAMBAR

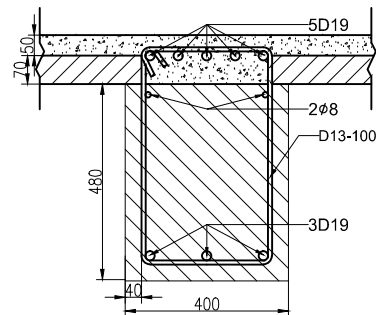
JML GAMBAR

36

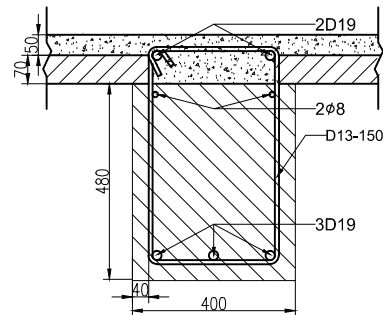
66



**DETAIL BALOK INDUK SEBELUM KOMPOSIT BENTANG 4,5m**  
Skala 1: 25

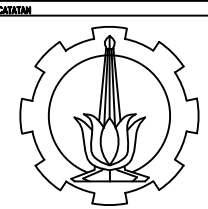


**POTONGAN A-A**  
Skala 1: 5



**POTONGAN B-B**  
Skala 1: 5

**DETAIL BALOK INDUK SETELAH KOMPOSIT BENTANG 4,5m LT.DASAR-3**



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

PEMERIKSA 1  
Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMERIKSA 2  
Prof. Tawio, ST.,MT.,Ph.D

DOKUMEN KONSULTASI :

DETAIL BALOK INDUK SETELAH  
KOMPOSIT

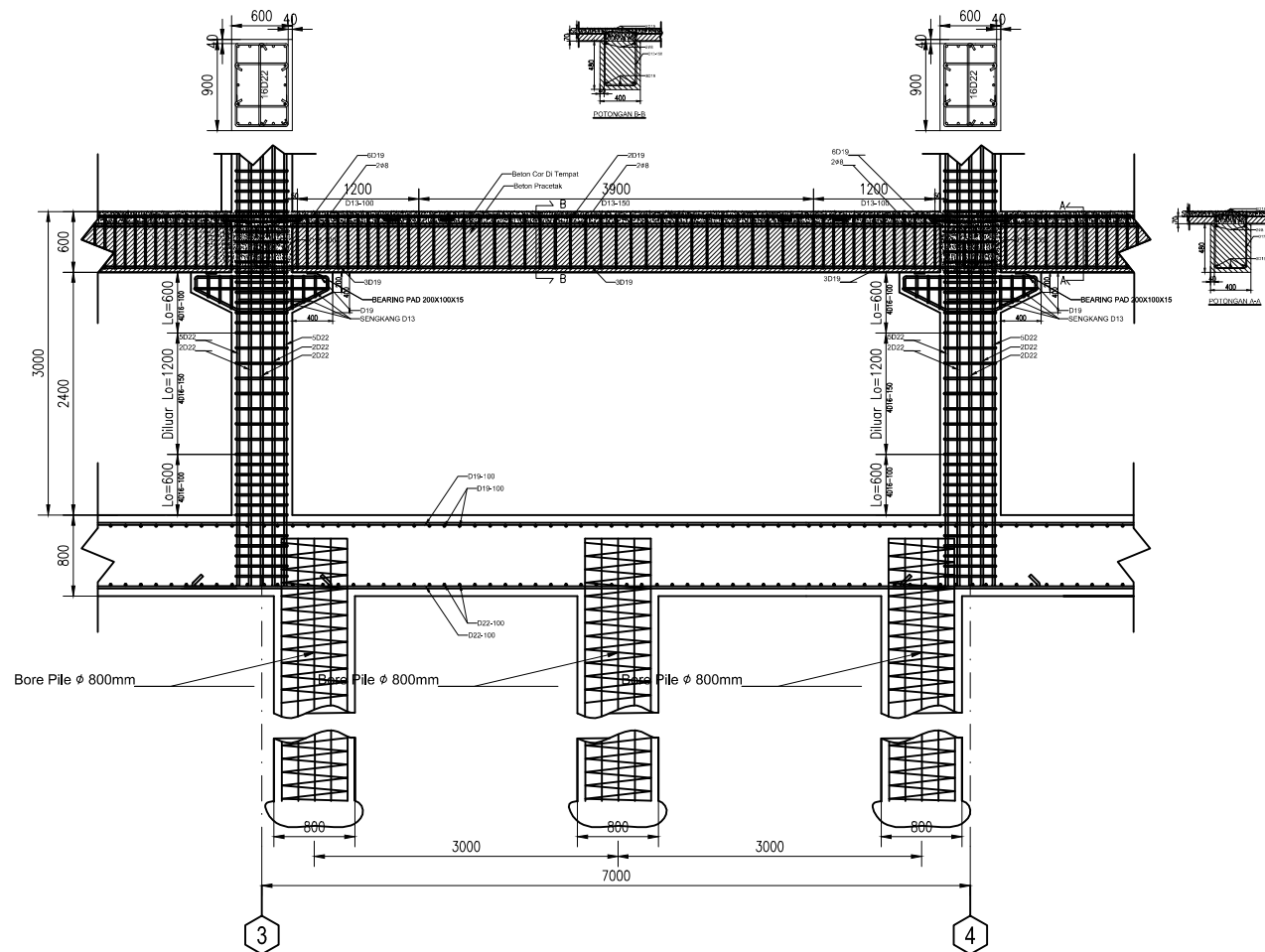
MAHASISWA/MP :

M. Firman Alfiana  
3115105041

SKALA : 1 : 25

NO GAMBAR JML GAMBAR

37 66



PENULANGAN PORTAL LT.B1

SKALA 1 : 50



CATATAN



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

DETAIL PENULANGAN PORTAL

DOKTER KONSULTASI :

PEMERIKSA 1  
Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMERIKSA 2  
Prof. Tawio, ST.,MT.,Ph.D

MAHASISWA/MP :

M. Firman Alfiana  
3115105041

SKALA : 1 : 50

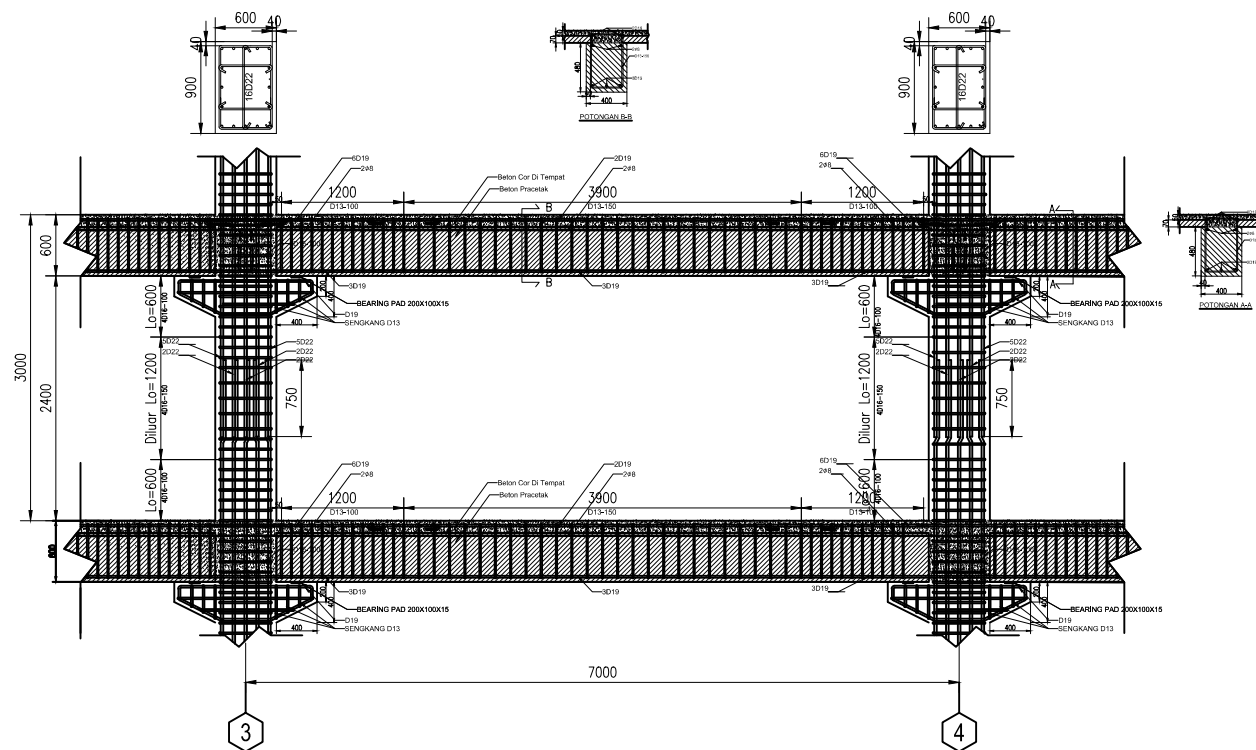
NO GAMBAR

JML GAMBAR

38

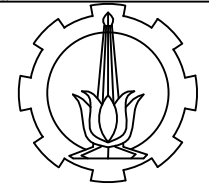
66





PENULANGAN PORTAL LT.1-3

SKALA 1 : 50



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

DETAIL PENULANGAN PORTAL

DOKTER KONSULTASI :

PEMERIKSA 1  
Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMERIKSA 2  
Prof. Tavo, ST.,MT.,Ph.D

MAMASSIRWA/MP :

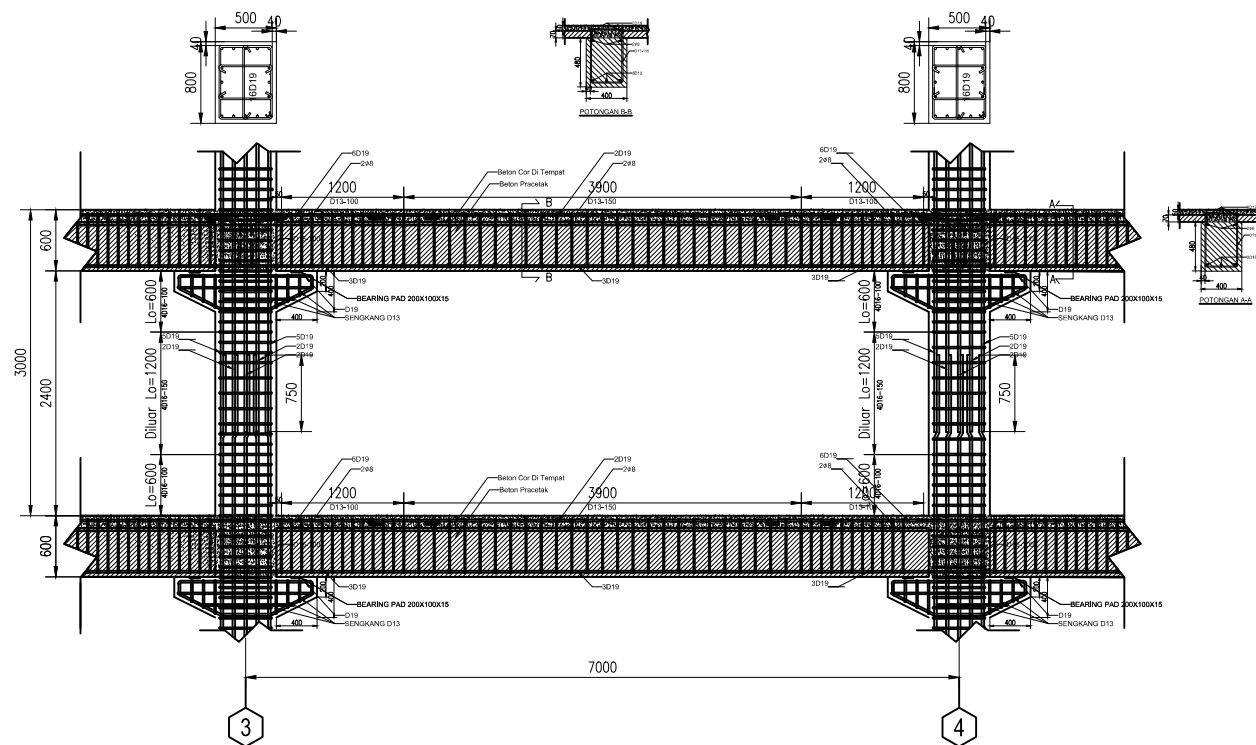
M. Firman Alfiana  
3115105041

SKALA : 1 : 100

NO GAMBAR JML GAMBAR

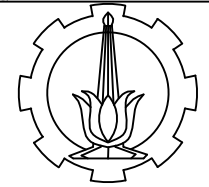
40

66



PENULANGAN PORTAL LT.4-8

SKALA 1 : 50



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

DETAIL PENULANGAN PORTAL

DOKTER KONSULTASI :

PEMERIKSA 1  
Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMERIKSA 2  
Prof. Tavo, ST.,MT.,Ph.D

MAHASISWA/MP :

M. Firman Alfiana  
3115105041

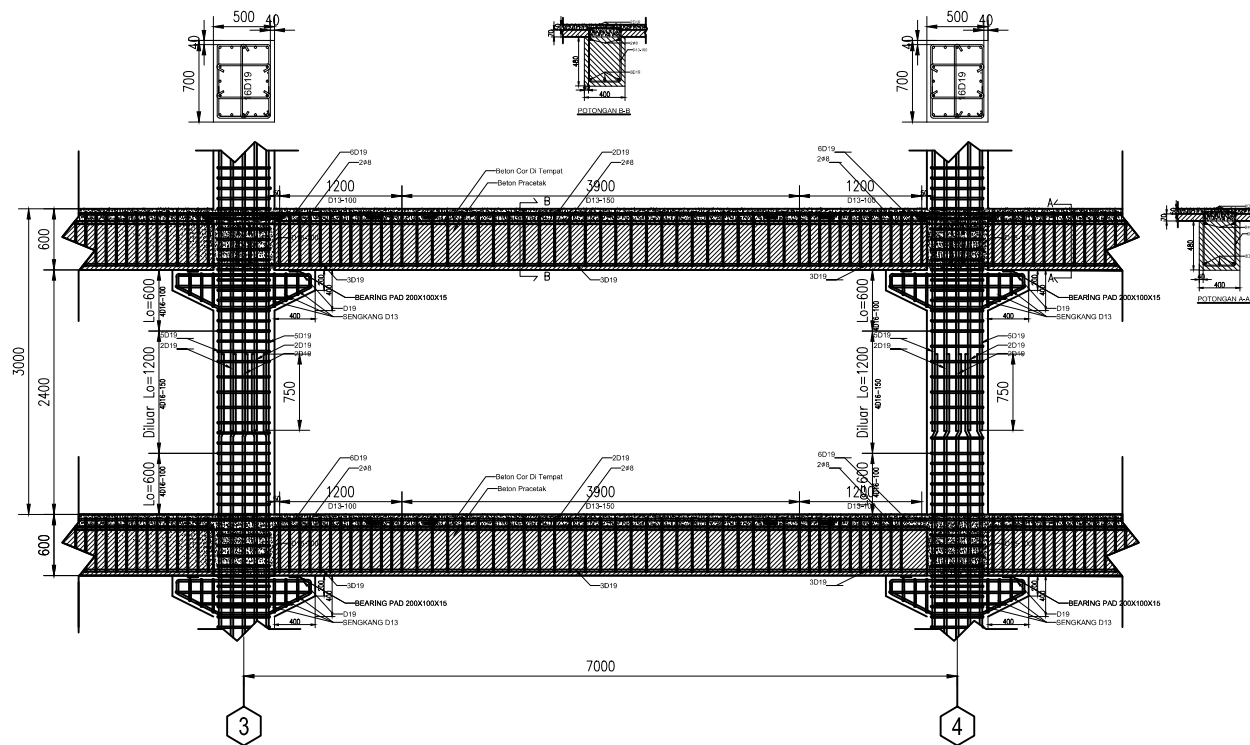
SKALA : 1 : 50

NO GAMBAR JML GAMBAR

41

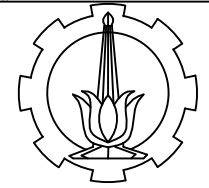
66





PENULANGAN PORTAL LT.9-13

SKALA 1 : 50



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

DETAIL PENULANGAN PORTAL

DOKTER KONSULTASI :

PEMERIKSA 1  
Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMERIKSA 2  
Prof. Tawio, ST.,MT.,Ph.D

MAHASISWA/MP :

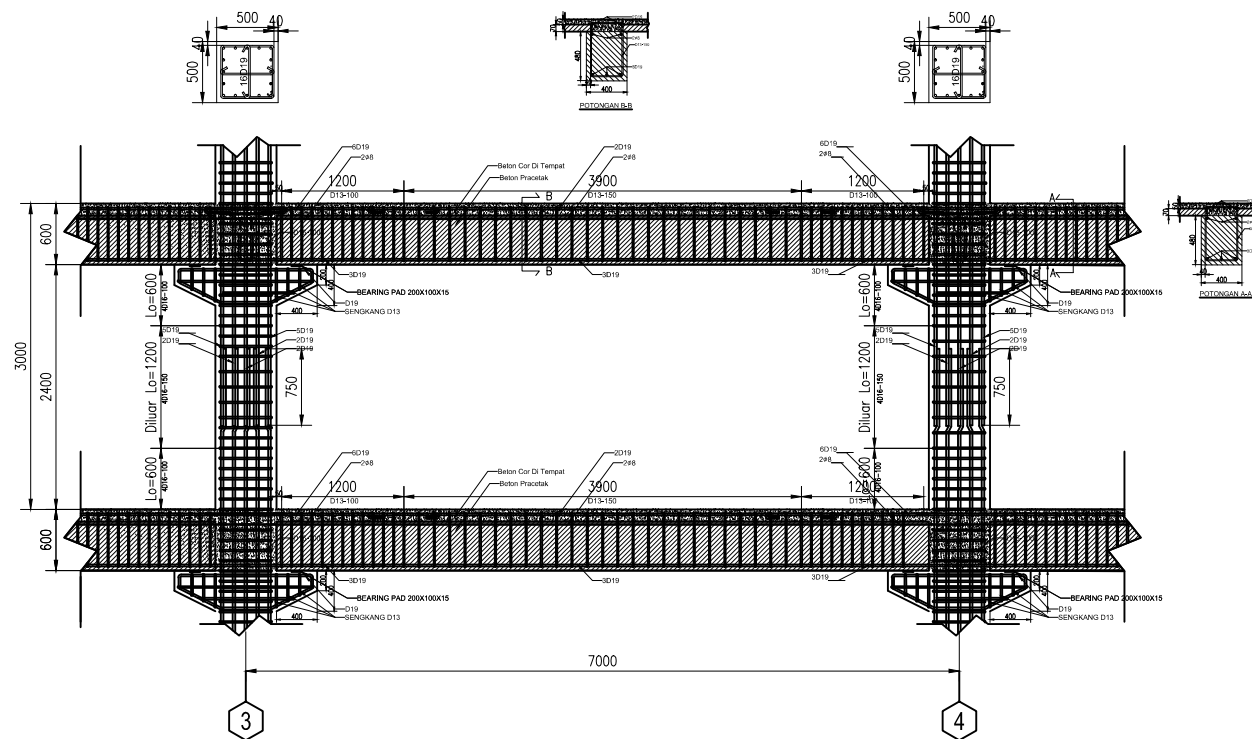
M. Firman Alfiana  
3115105041

SKALA : 1 : 50

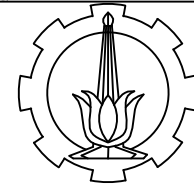
NO GAMBAR JML GAMBAR

42

66



**PENULANGAN PORTAL LT.14-17**  
SKALA 1 : 50



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

DETAIL PENULANGAN PORTAL

DOKTER KONSULTASI :

PERMURAH 1  
Ir. Mudji Irmawan.,MS

PERMURAH 2  
Prof. Tawio, ST.,MT.,Ph.D

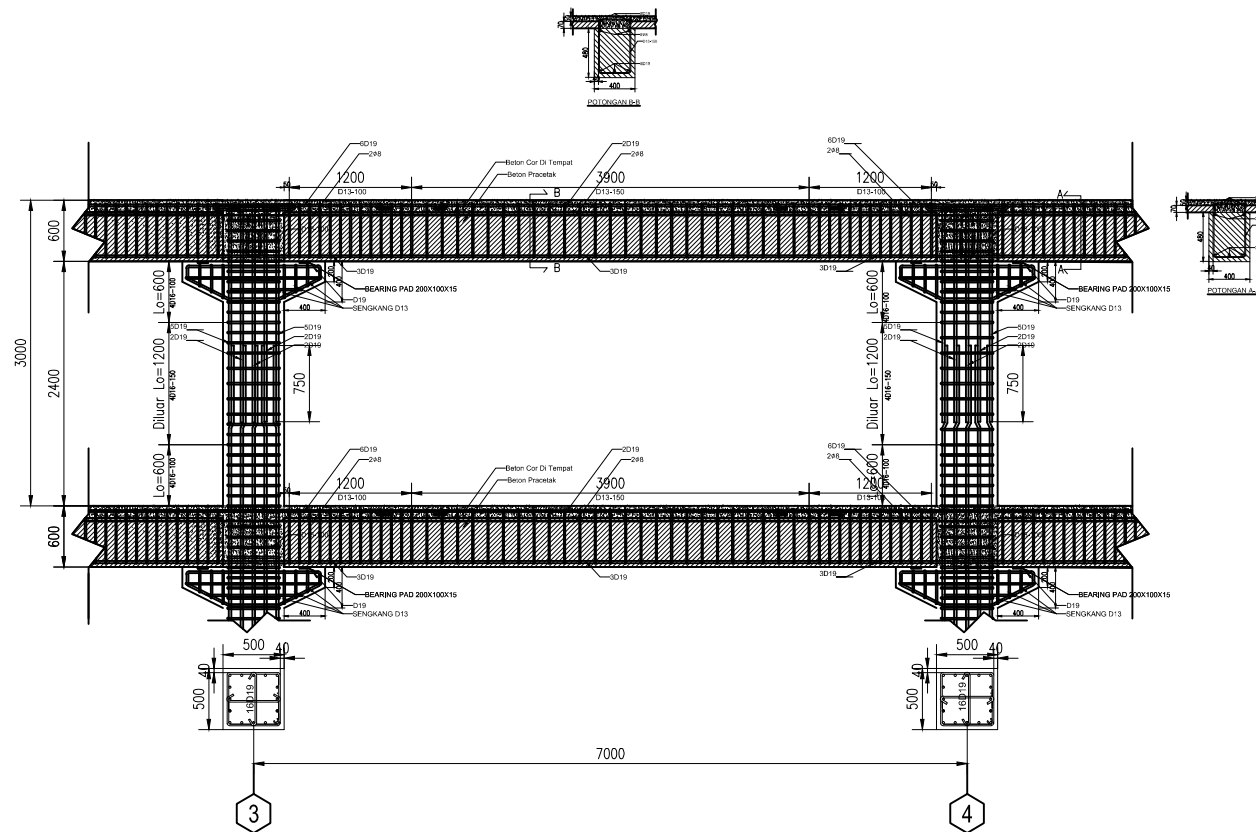
MAMASSIRWA/MPP :

M. Firman Alfiana  
3115105041

SKALA : 1 : 50

NO GAMBAR JML GAMBAR

43 66



PENULANGAN PORTAL LT.18

SKALA 1 : 50



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

DETAIL PENULANGAN PORTAL

DOKTER KONSULTASI :

PEMERIKSA 1  
Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMERIKSA 2  
Prof. Tawio, ST.,MT.,Ph.D

MAHASISWA/MP :

M. Firman Alfiana  
3115105041

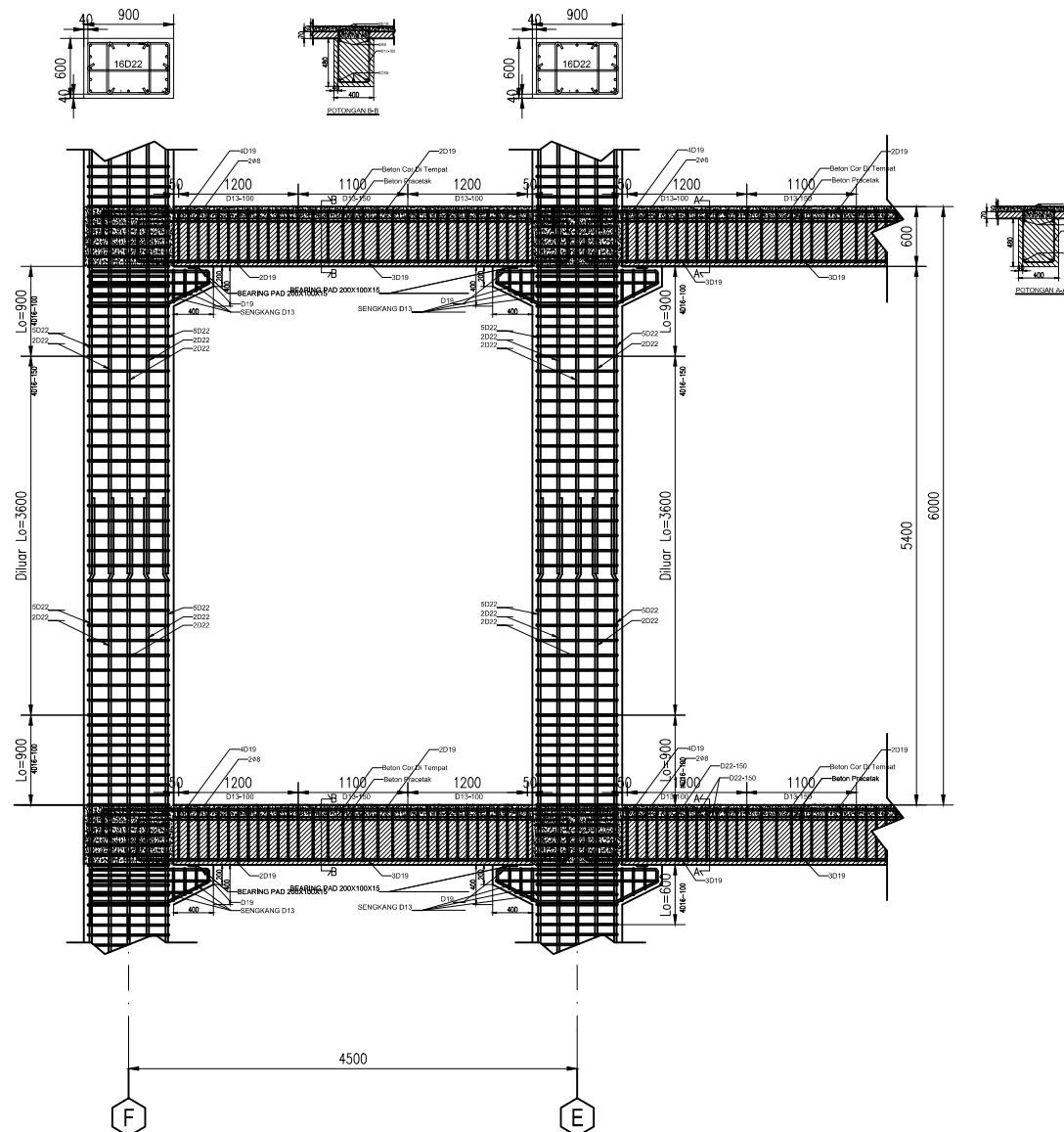
SKALA : 1 : 50

NO GAMBAR JML GAMBAR

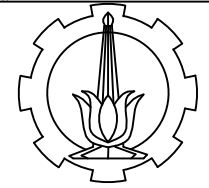
44

66





PENULANGAN PORTAL LT.DASAR  
SKALA 1 : 50



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

DETAIL PENULANGAN PORTAL

DOKTER KONSULTASI :

PEMERIKSA 1  
Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMERIKSA 2  
Prof. Tavoio, ST.,MT.,Ph.D

MAHASISWA/MP :

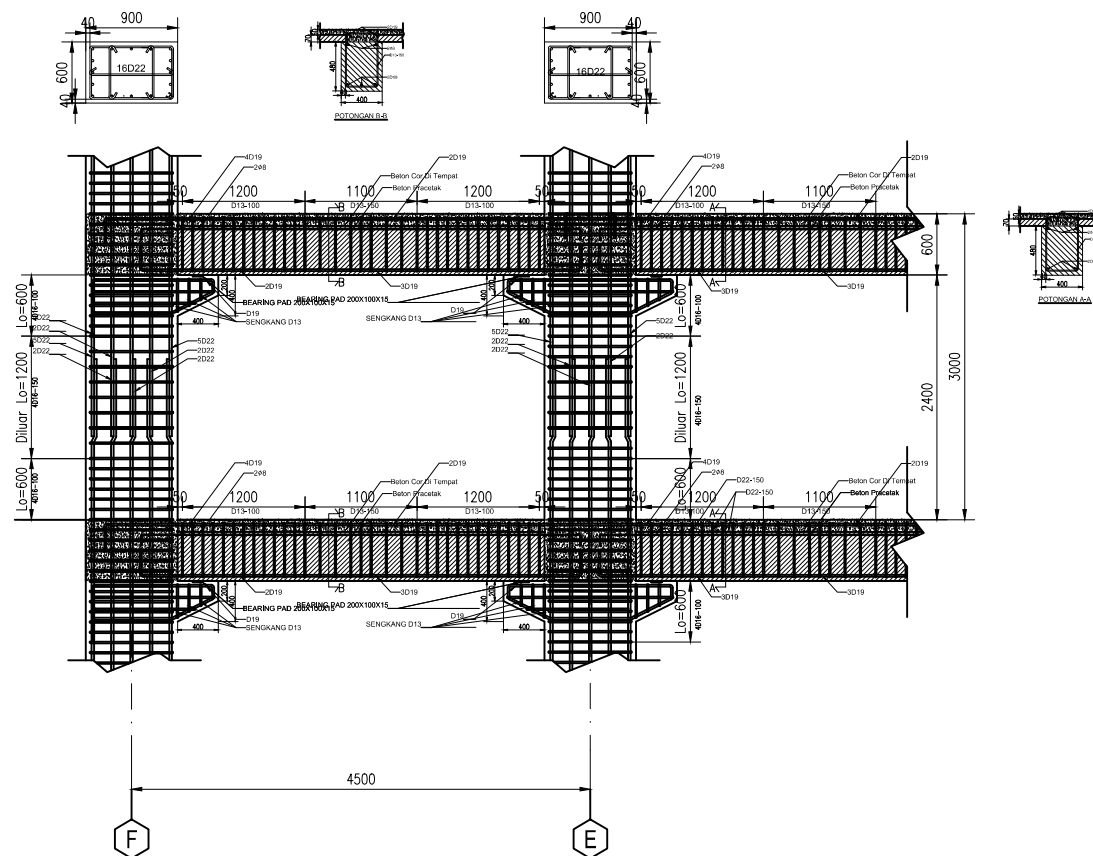
M. Firman Alfiana  
3115105041

SKALA : 1 : 50

NO GAMBAR JML GAMBAR

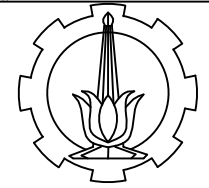
46

66



PENULANGAN PORTAL LT.1-3

SKALA 1 : 50



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

DETAIL PENULANGAN PORTAL

DOKTER KONSULTASI :

PEMERIKSA 1  
Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMERIKSA 2  
Prof. Tawio, ST.,MT.,Ph.D

MAHASISWA/MP :

M. Firman Alfiana  
3115105041

SKALA : 1 : 50

NO GAMBAR JML GAMBAR

47

66



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

DETAIL PENULANGAN PORTAL

DOKTER KONSULTASI :

PEMERIKSA 1  
Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMERIKSA 2  
Prof. Tawio, ST.,MT.,Ph.D

MAHASISWA/MP :

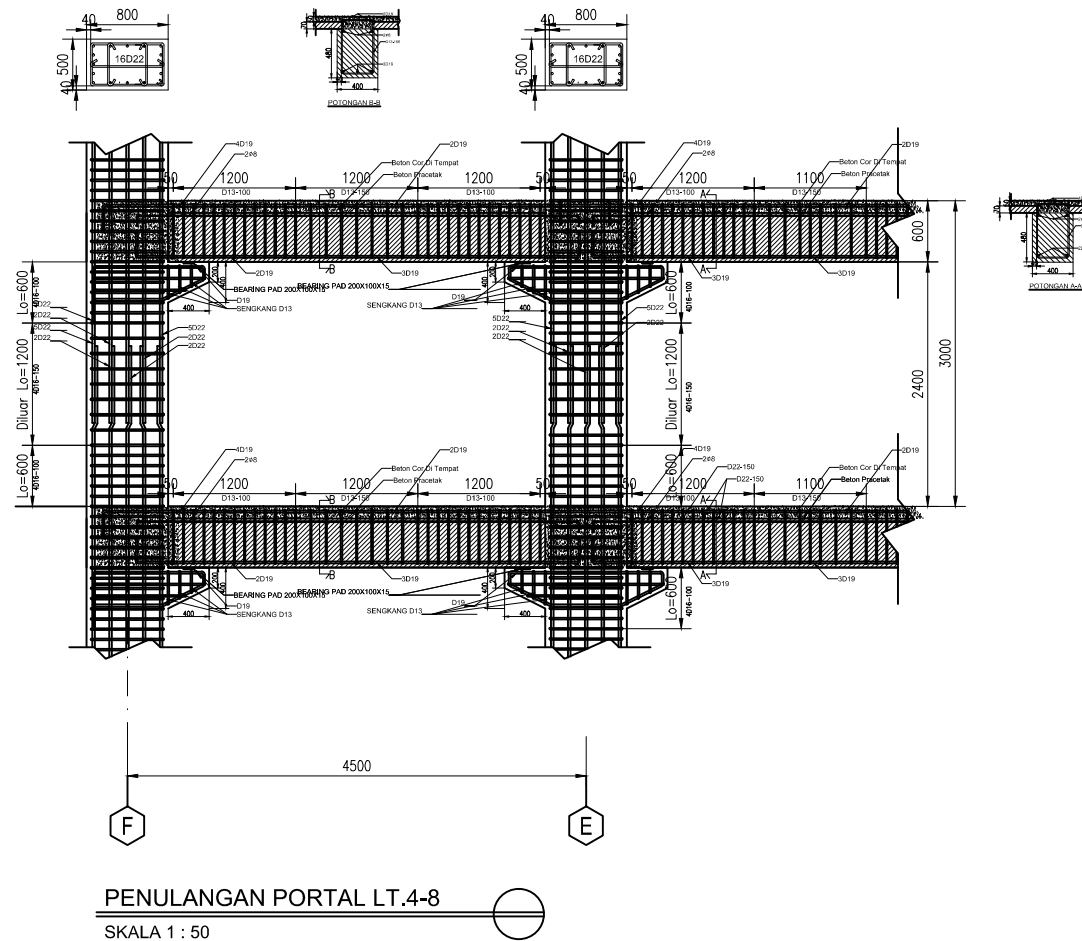
M. Firman Alfiana  
3115105041

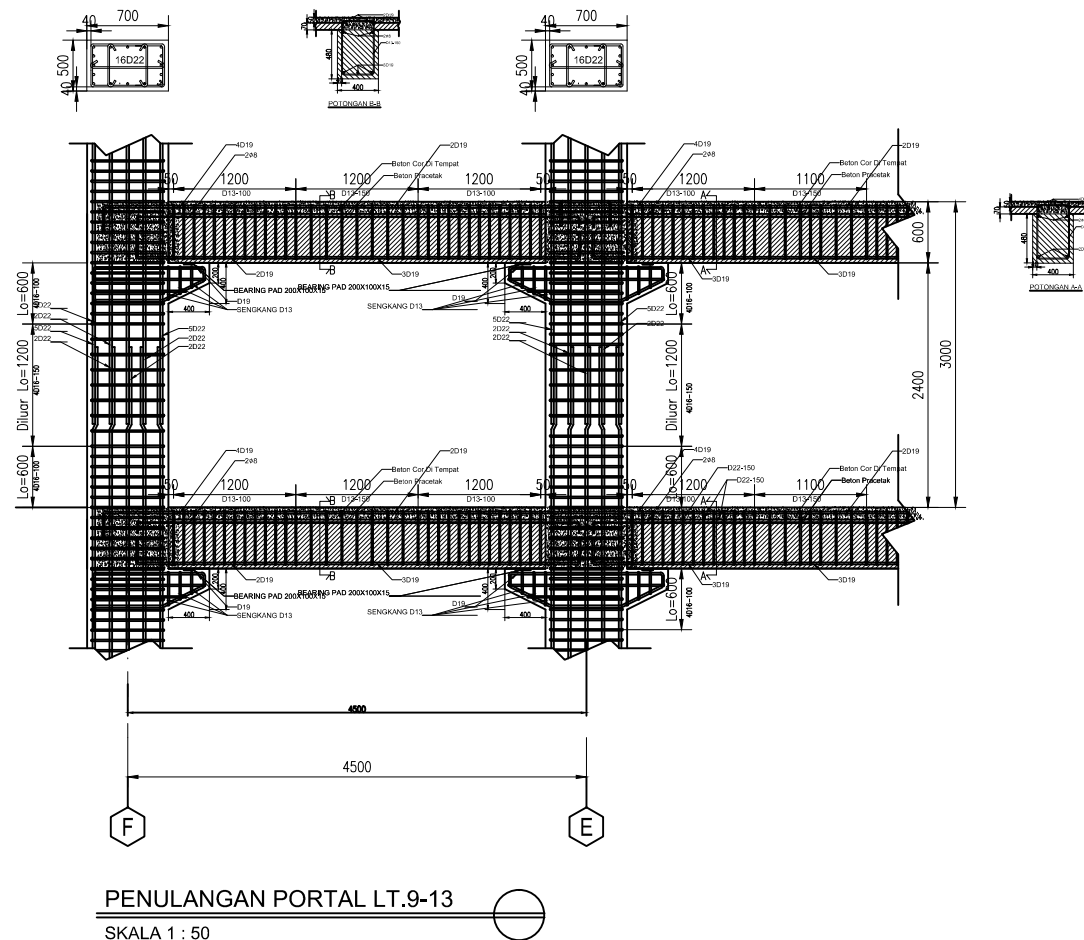
SKALA : 1 : 50

NO GAMBAR JML GAMBAR

48

66





PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

DETAIL PENULANGAN PORTAL

DOKTER KONSULTASI :

PEMERIKSA 1  
Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMERIKSA 2  
Prof. Tawio, ST.,MT.,Ph.D

MAHASISWA/MP :

M. Firman Alfiana  
3115105041

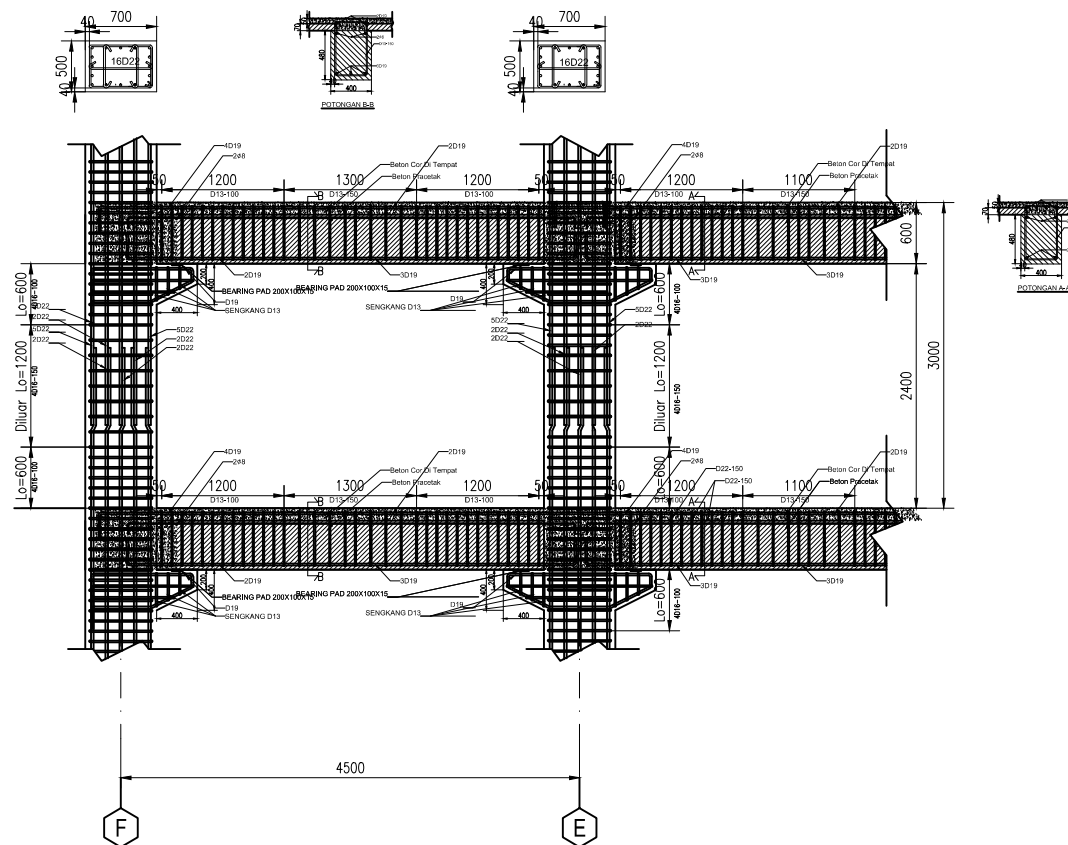
SKALA : 1 : 50

NO GAMBAR JML GAMBAR

49

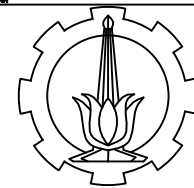
66





PENULANGAN PORTAL LT.14-17

SKALA 1 : 50



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

DETAIL PENULANGAN PORTAL

DOKTER KONSULTASI :

PEMERIKSA 1  
Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMERIKSA 2  
Prof. Tawio, ST.,MT.,Ph.D

MAHASISWA/MP :

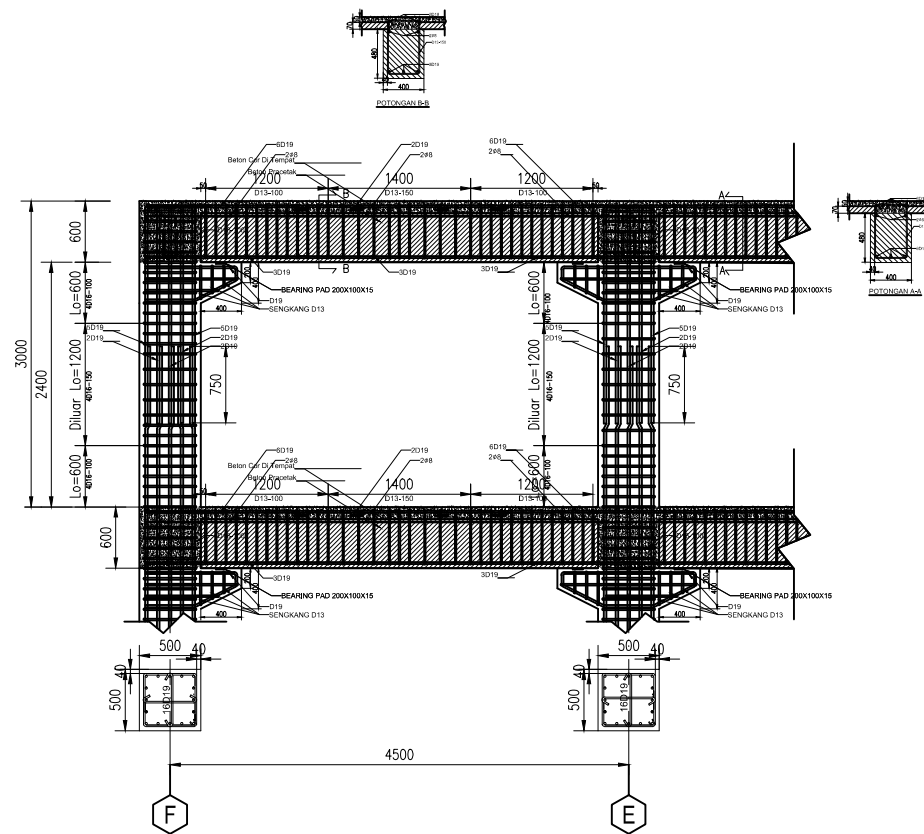
M. Firman Alfiana  
3115105041

SKALA : 1 : 50

NO GAMBAR JML GAMBAR

50

66



PENULANGAN PORTAL LT.18

SKALA 1 : 50



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

DETAIL PENULANGAN PORTAL

DOKTER KONSULTASI :

PEMERIKSA 1  
Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMERIKSA 2  
Prof. Tawio, ST.,MT.,Ph.D

MAHASISWA/MP :

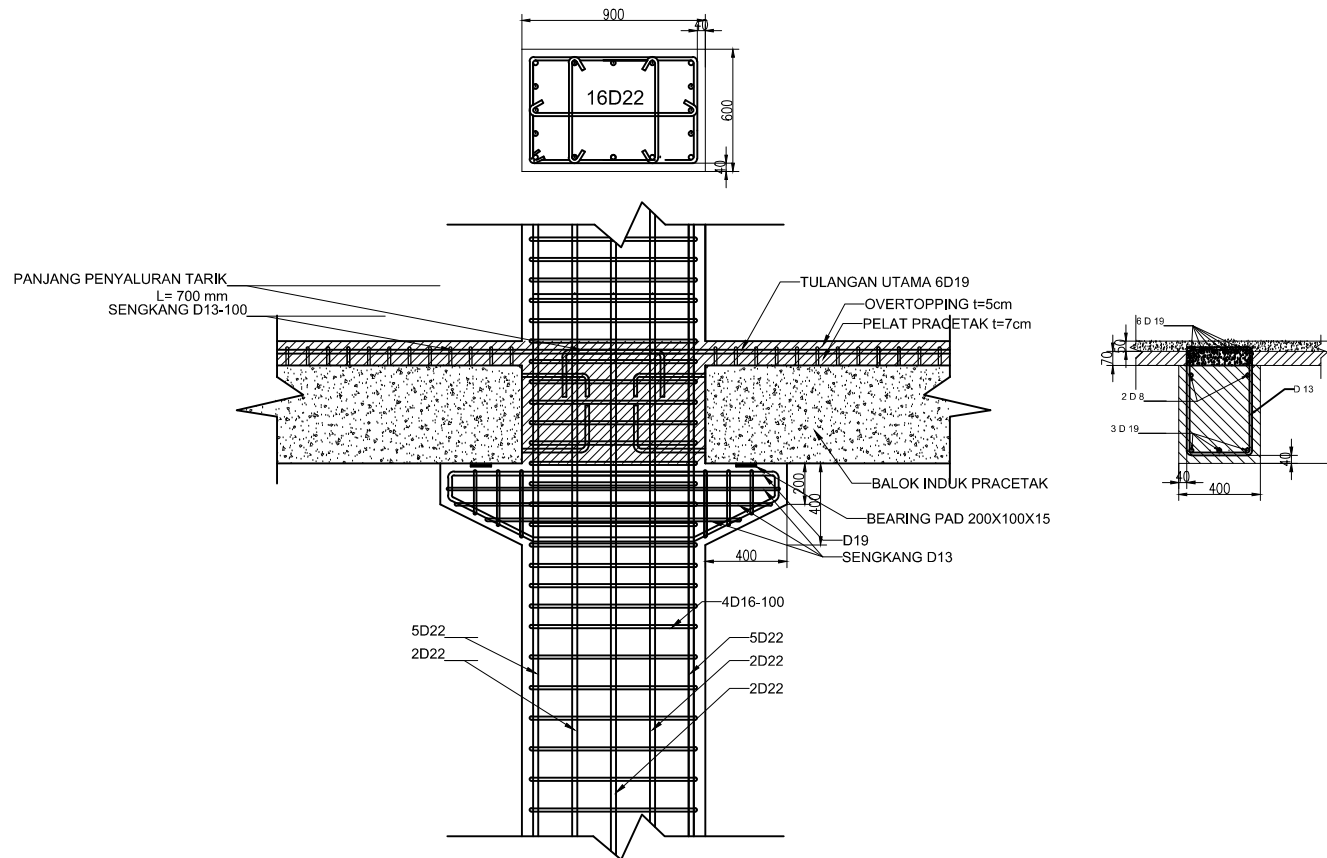
M. Firman Alfiana  
3115105041

SKALA : 1 : 50

NO GAMBAR JML GAMBAR

51

66



## SAMBUNGAN KOLOM - BALOK LT B1-3

Skala 1: 50

CATATAN



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

PEMERIKSA 1  
Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMERIKSA 2  
Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D

DOKUMEN KONSULTASI :

DETAIL SAMBUNGAN

MAHASISWA/NRP :

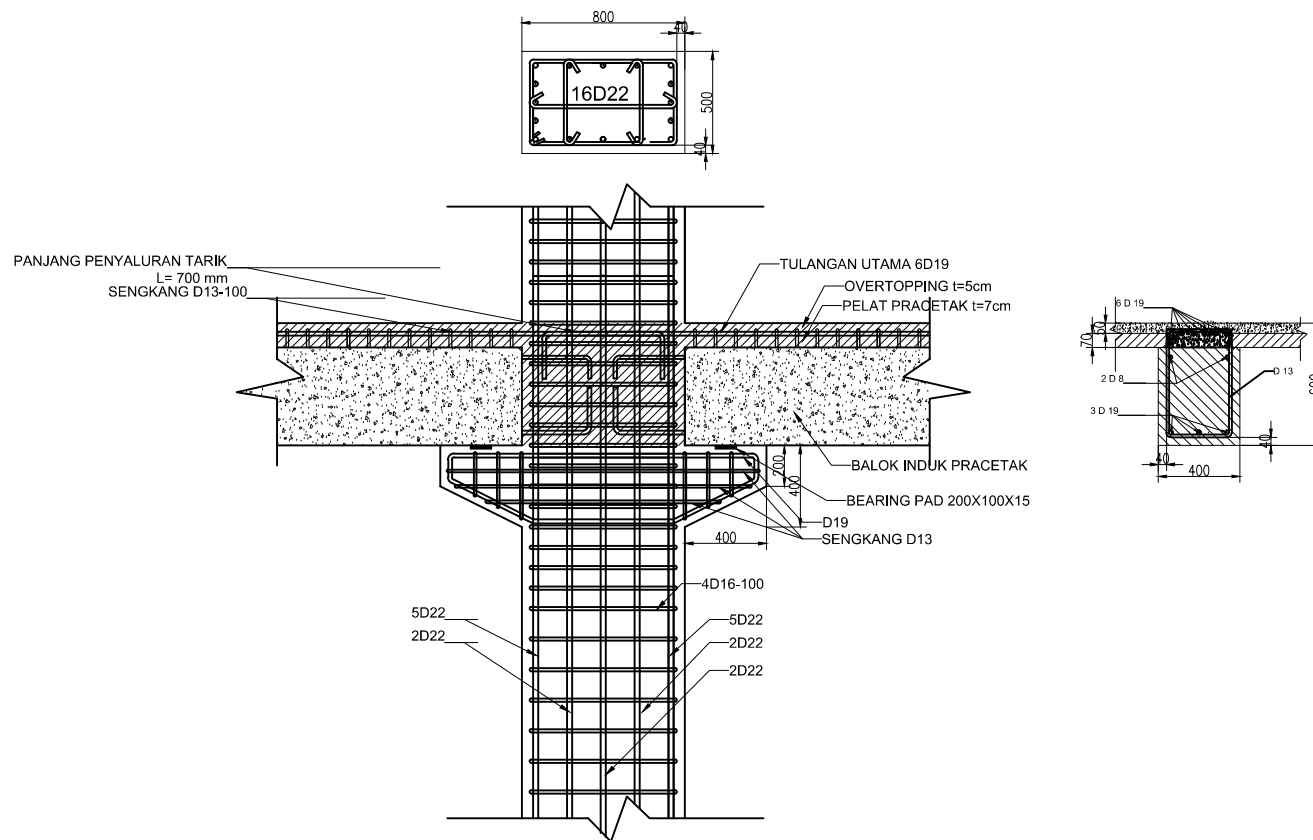
M. Firman Alfiana  
3115105041

SKALA : 1 : 50

NO GAMBAR JML GAMBAR

52

66



## SAMBUNGAN KOLOM - BALOK LT 4-8

Skala 1: 50

CATATAN



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

PEMBAHAS 1

Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMBAHAS 2

Prof. Tavo, ST.,MT.,Ph.D

DOKUMEN KONSULTASI :

DETAIL SAMBUNGAN

MAHASISWA/NRP :

M. Firman Alfiana  
3115105041

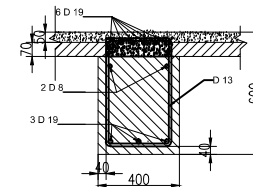
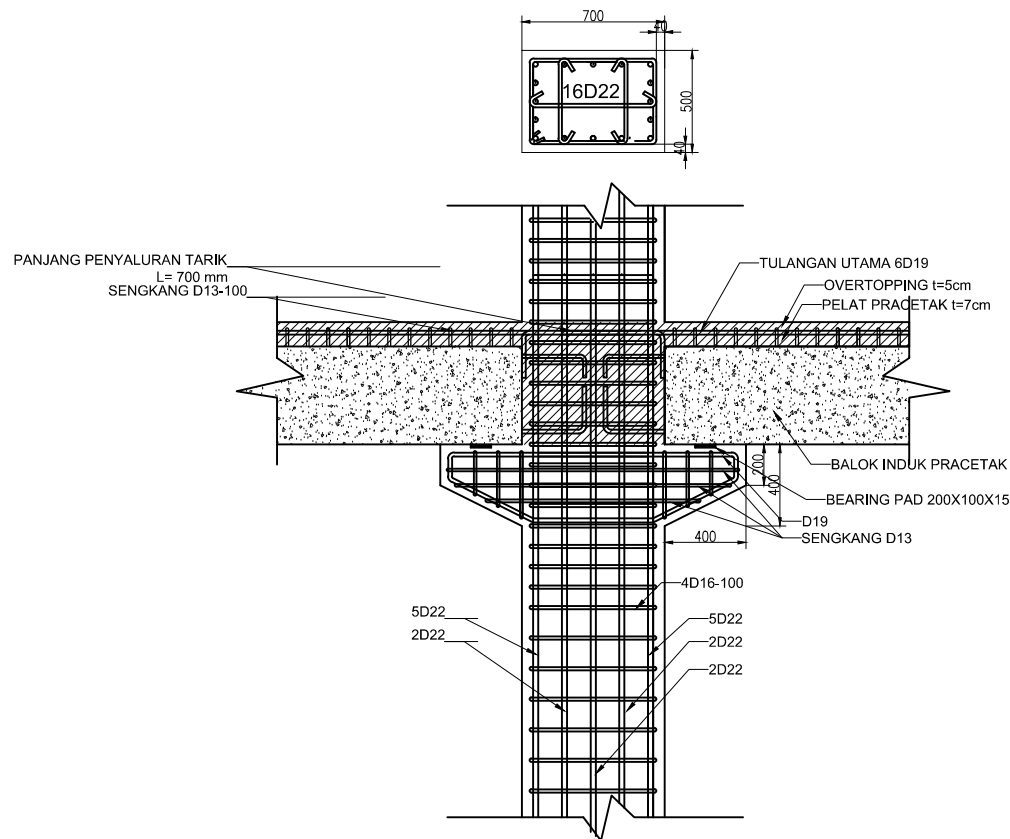
SKALA : 1 : 50

NO GAMBAR

JML GAMBAR

53

66



**SAMBUNGAN KOLOM - BALOK 9-14**  
Skala 1: 50

CATATAN



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

PEMBAHAS 1

Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMBAHAS 2

Prof. Tavo, ST.,MT.,Ph.D

DOKUMEN KONSULTASI :

DETAIL SAMBUNGAN

MAHASISWA/NRP :

M. Firman Alfiana  
3115105041

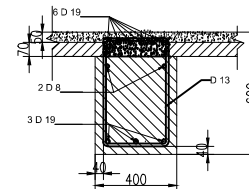
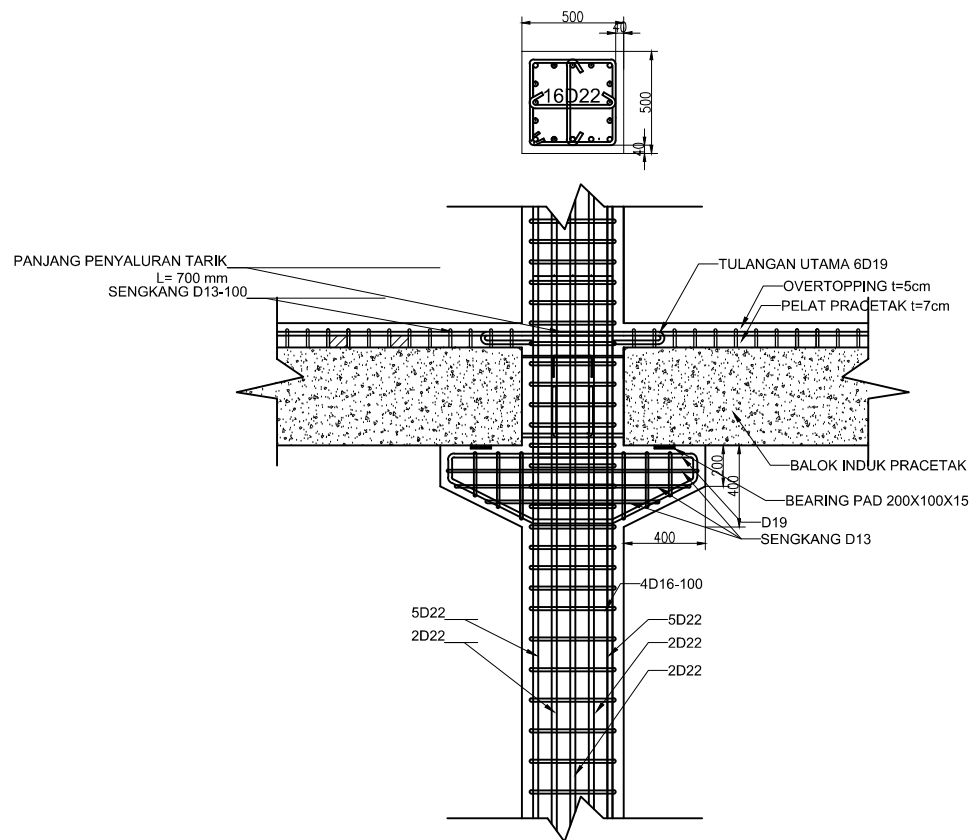
SKALA : 1 : 50

NO GAMBAR

JML GAMBAR

54

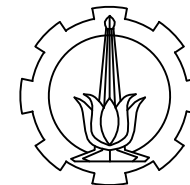
66



## SAMBUNGAN KOLOM - BALOK 9-14

Skala 1: 50

CATATAN



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

PEMERIKSAAN 1

Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMERIKSAAN 2

Prof. Tawio, ST.,MT.,Ph.D

DOKUMEN KONSULTASI :

DETAIL SAMBUNGAN

MAHASISWA/NRP :

M. Firman Alfiana  
3115105041

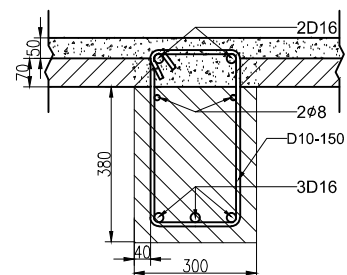
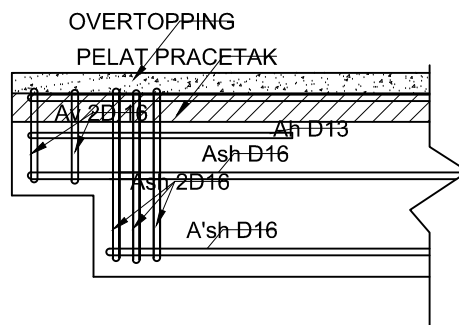
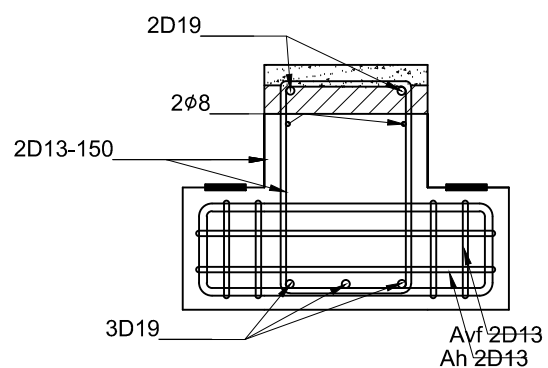
SKALA : 1 : 50

NO GAMBAR

JML GAMBAR

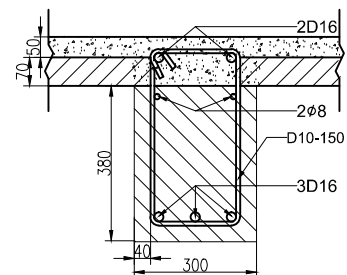
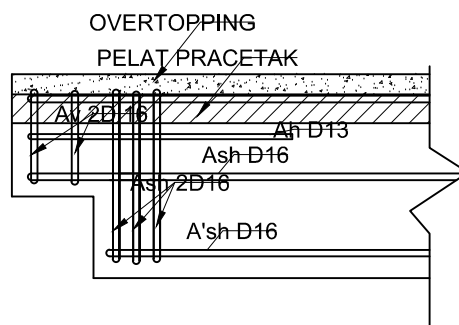
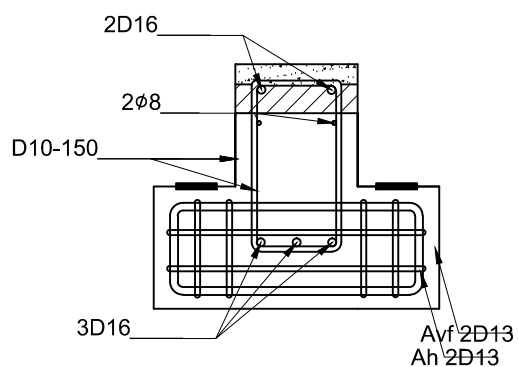
55

66



## SAMBUNGAN BALOK INDUK - BALOK ANAK

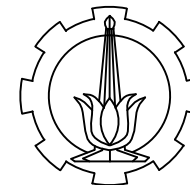
Skala 1: 50



## SAMBUNGAN BALOK ANAK - BALOK ANAK

Skala 1: 50

CATATAN



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

PEMERIKSA 1

Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMERIKSA 2

Prof. Tavo, ST.,MT.,Ph.D

DOKUMEN KONSULTASI :

DETAIL SAMBUNGAN

MAHASISWA/NIP :

M. Firman Alfiana  
3115105041

SKALA : 1 : 50

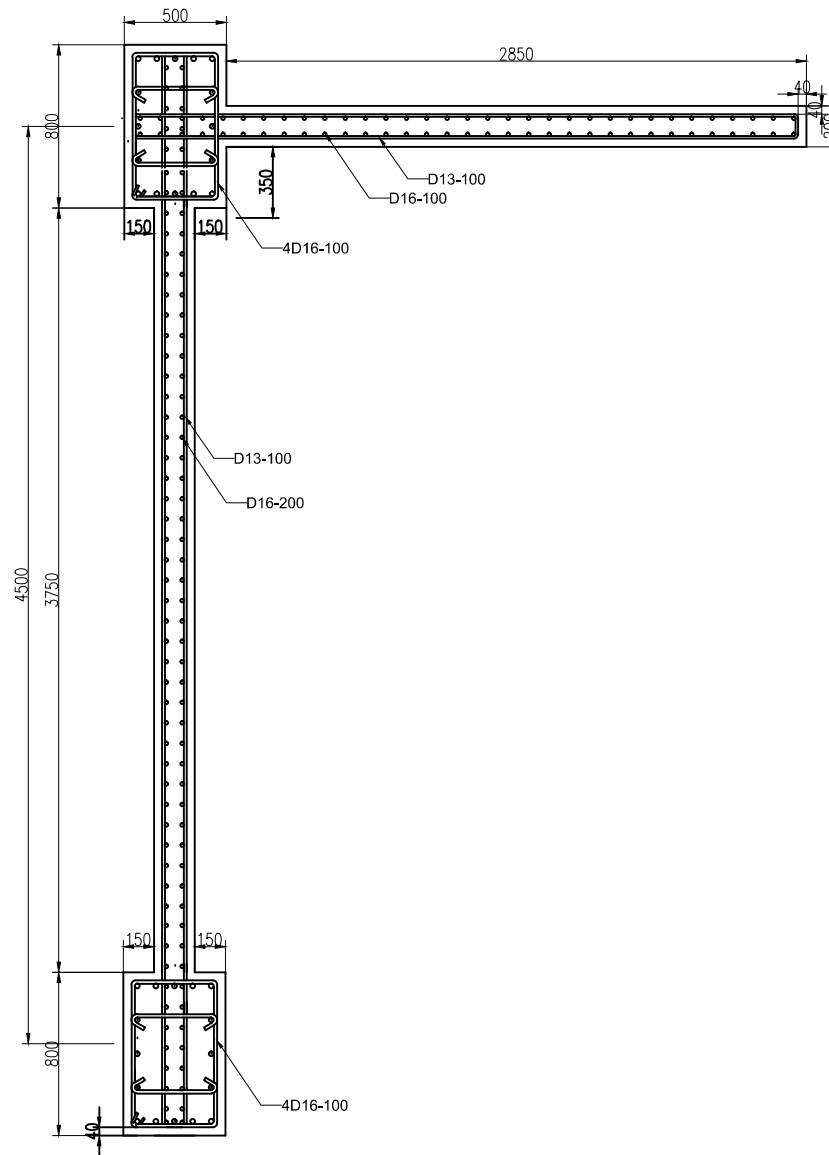
NO GAMBAR JML GAMBAR

56

66







PENULANGAN SHEARWALL TYPE 1 LT.4-8

SKALA 1 : 50



CATATAN



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

PERENCANAAN 1  
Ir. Mudji Irmawan.,MS

PERENCANAAN 2  
Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D

DOKUMEN KONSULTASI :

DETAIL PENULANGAN  
SHEARWALL

MAHASISWA/NRP :

M. Firman Alfiana  
3115105041

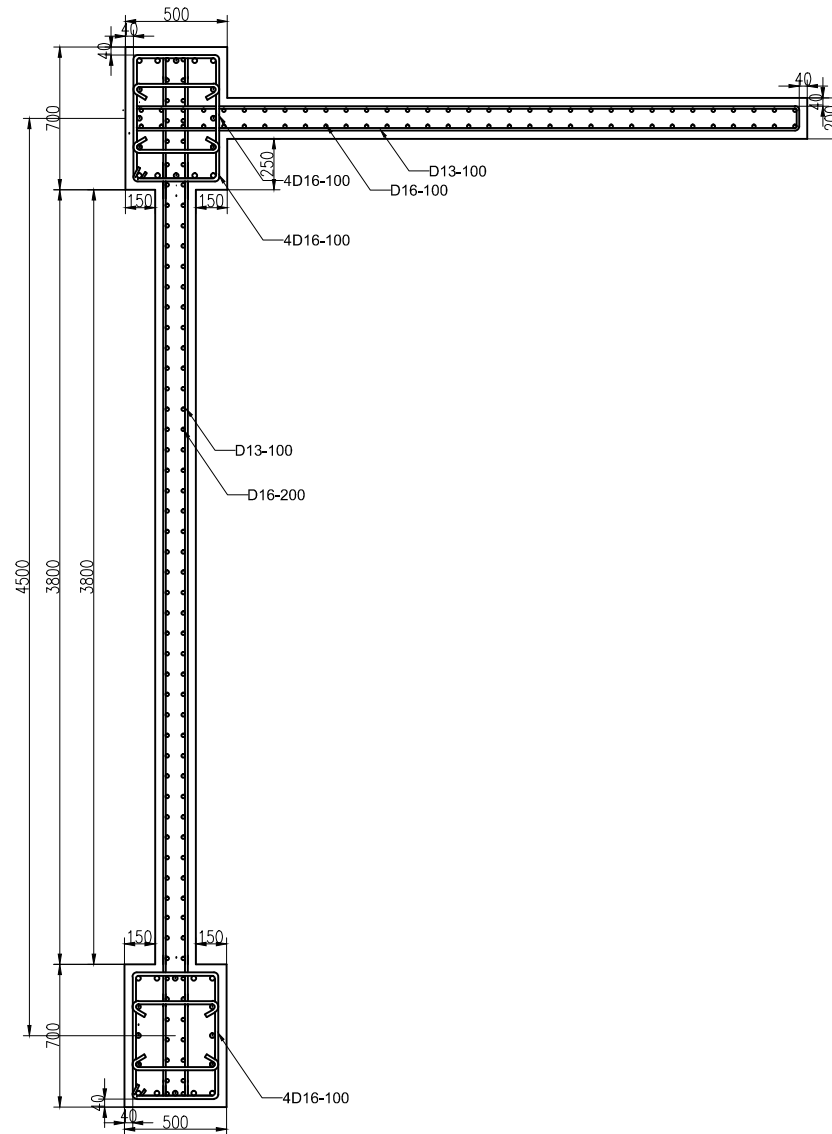
SKALA : 1 : 50

NO GAMBAR

JML GAMBAR

58

66



PENULANGAN SHEARWALL TYPE 1 LT.9-13

SKALA 1 : 50

CATATAN



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

PEMERANGK 1  
Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMERANGK 2  
Prof. Tawio, ST.,MT.,Ph.D

DOKUMEN KONSULTASI :

DETAIL PENULANGAN  
SHEARWALL

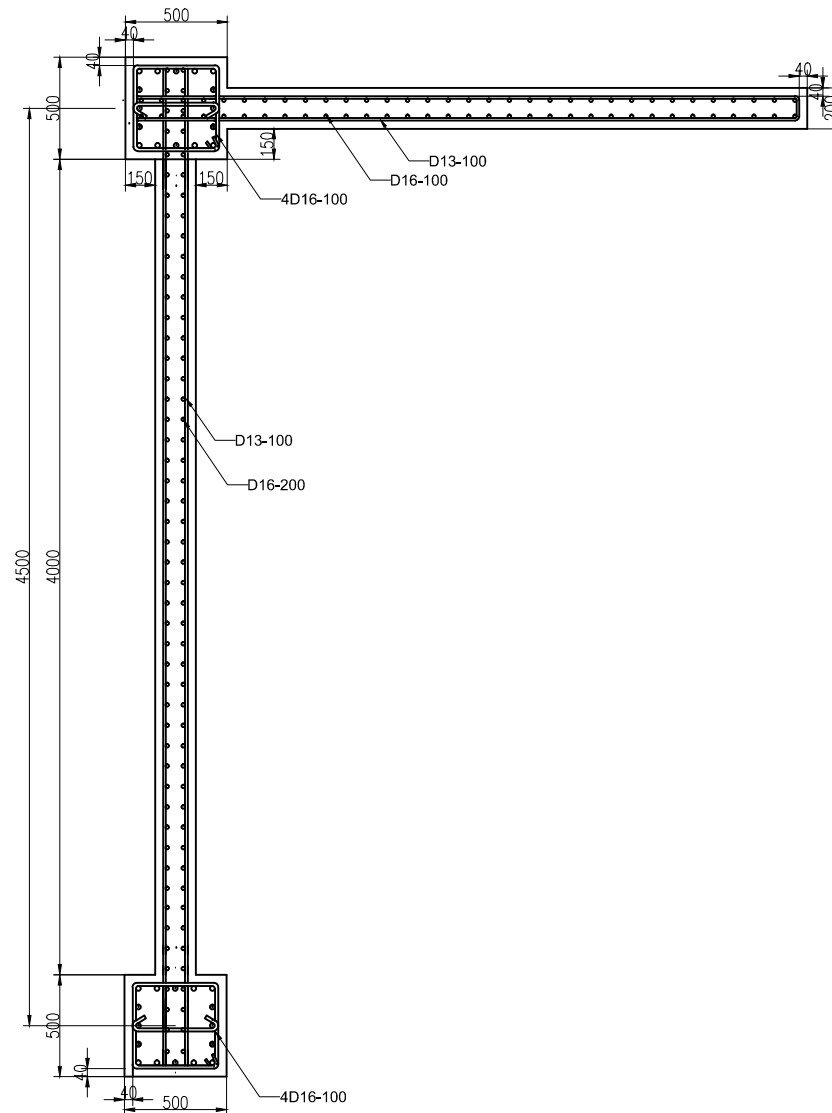
MANASSERNA/MP :

M. Firman Alfiana  
3115105041

SKALA : 1 : 50

NO GAMBAR JML GAMBAR

59 66



PENULANGAN SHEARWALL TYPE 1 LT.14-18

SKALA 1 : 50

CATATAN



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

PEMERANGK 1  
Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMERANGK 2  
Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D

DOKUMEN KONSULTASI :

DETAIL PENULANGAN  
SHEARWALL

MAHASISWA/NRP :

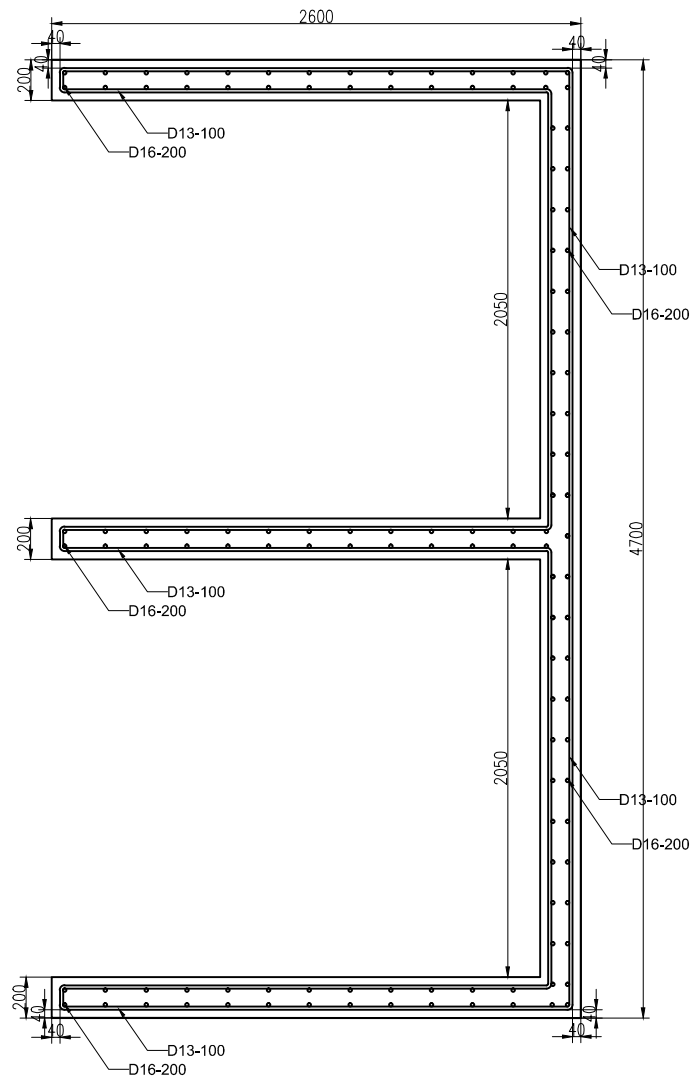
M. Firman Alfiana  
3115105041

SKALA : 1 : 50

NO GAMBAR JML GAMBAR

60

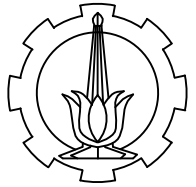
66



PENULANGAN SHEARWALL TYPE 2

SKALA 1 : 50

CATATAN



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

PEMBAHAS 1

Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMBAHAS 2

Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D

DOKUMEN KONSULTASI :

DETAIL PENULANGAN  
SHEARWALL

MAHASISWA/NRP :

M. Firman Alfiana  
3115105041

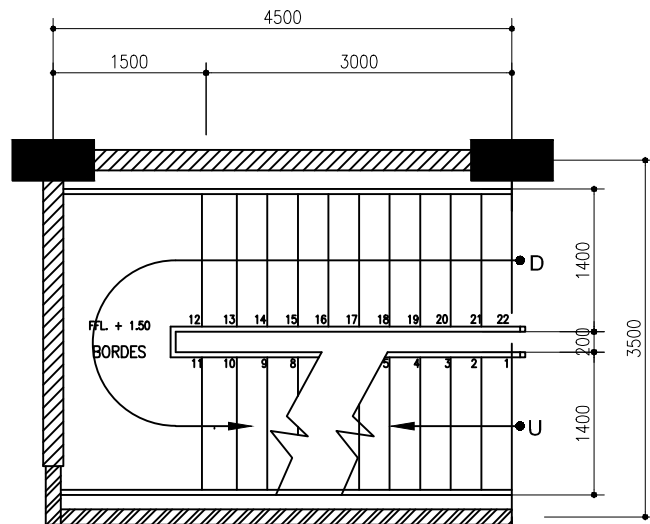
SKALA : 1 : 50

NO GAMBAR

JML GAMBAR

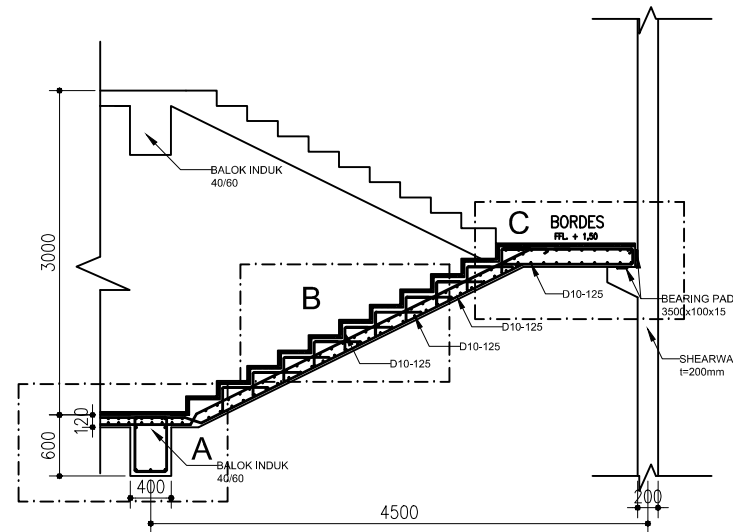
61

66



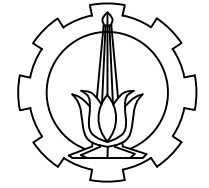
### DENAH TANGGA

Skala 1: 25



### POTONGAN TANGGA

Skala 1: 25



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

DENAH & POTONGAN TANGGA

DOKTER KONSULTASI :

PEMBIMBING 1  
Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMBIMBING 2  
Prof. Tawio, ST.,MT.,Ph.D

MAHASISWA/MP :

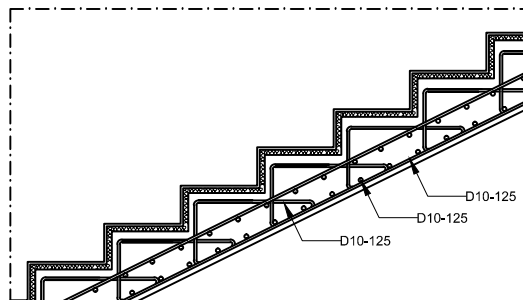
M. Firman Alfiana  
3115105041

SKALA : 1 : 200

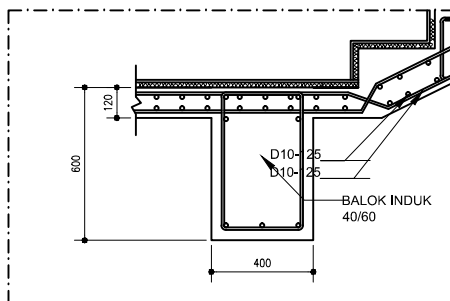
NO GAMBAR JML GAMBAR

62

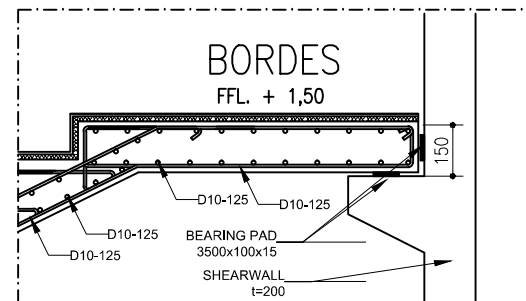
66



DETAIL B  
SKALA 1 : 10

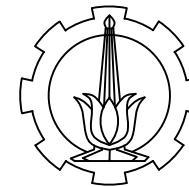


DETAIL A  
SKALA 1 : 10



DETAIL C  
SKALA 1 : 10

CATATAN



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

DETAIL TANGGA

DOKTER KONSULTASI :

PEMBIMBING 1

Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMBIMBING 2

Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D

MAHASISWA/MP :

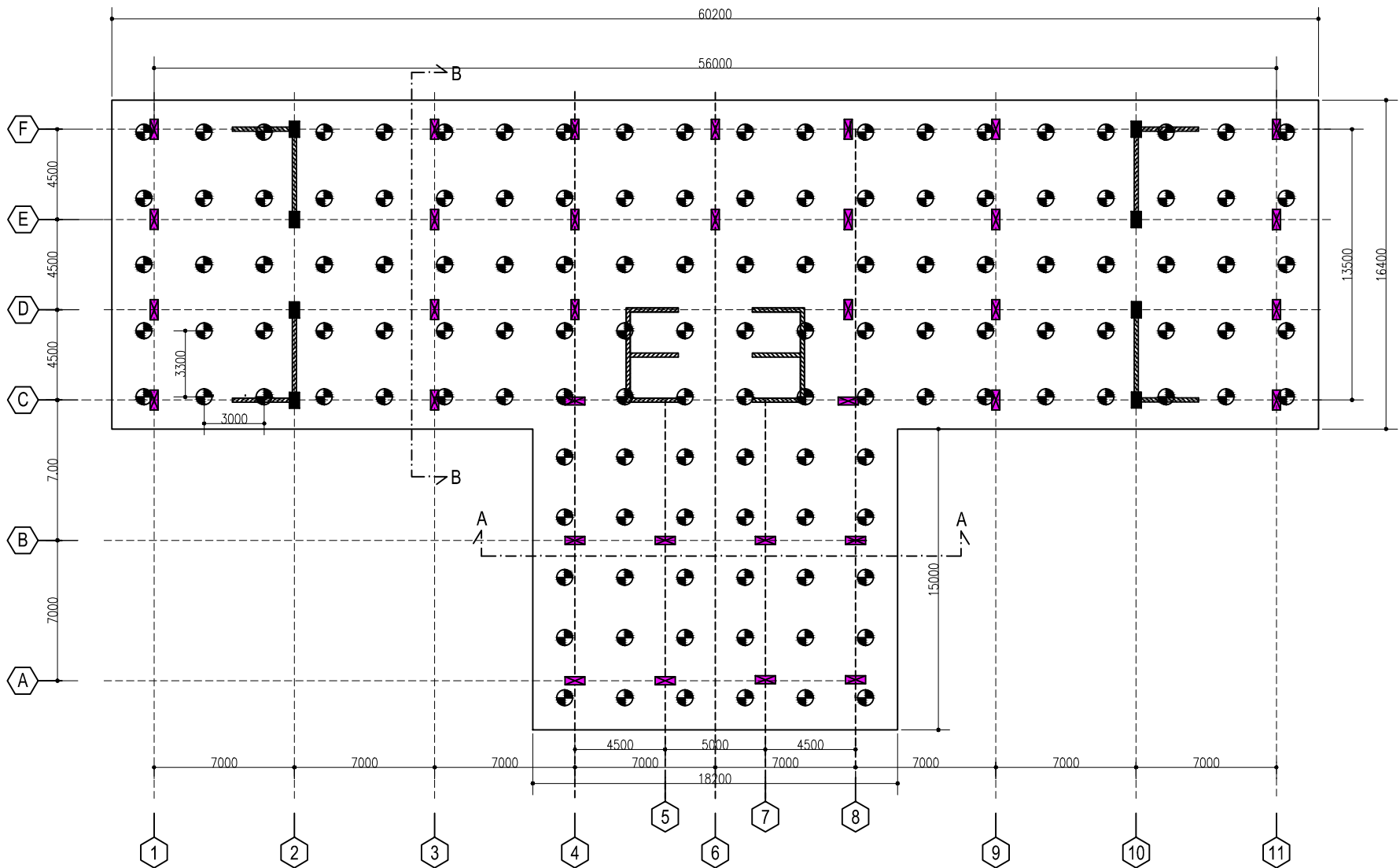
M. Firman Alfiana  
3115105041

SKALA : 1 : 10

NO GAMBAR JML GAMBAR

63

66



DENAH RENCANA PONDASI

SKALA 1 : 200



CATATAN



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

DENAH RENCANA PONDASI

DOKTER PEMBIMBING :

PEMBIMBING 1

Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMBIMBING 2

Prof. Tavo, ST.,MT.,Ph.D

MAHASISWA/NRP :

M. Firman Alfiana  
3115105041

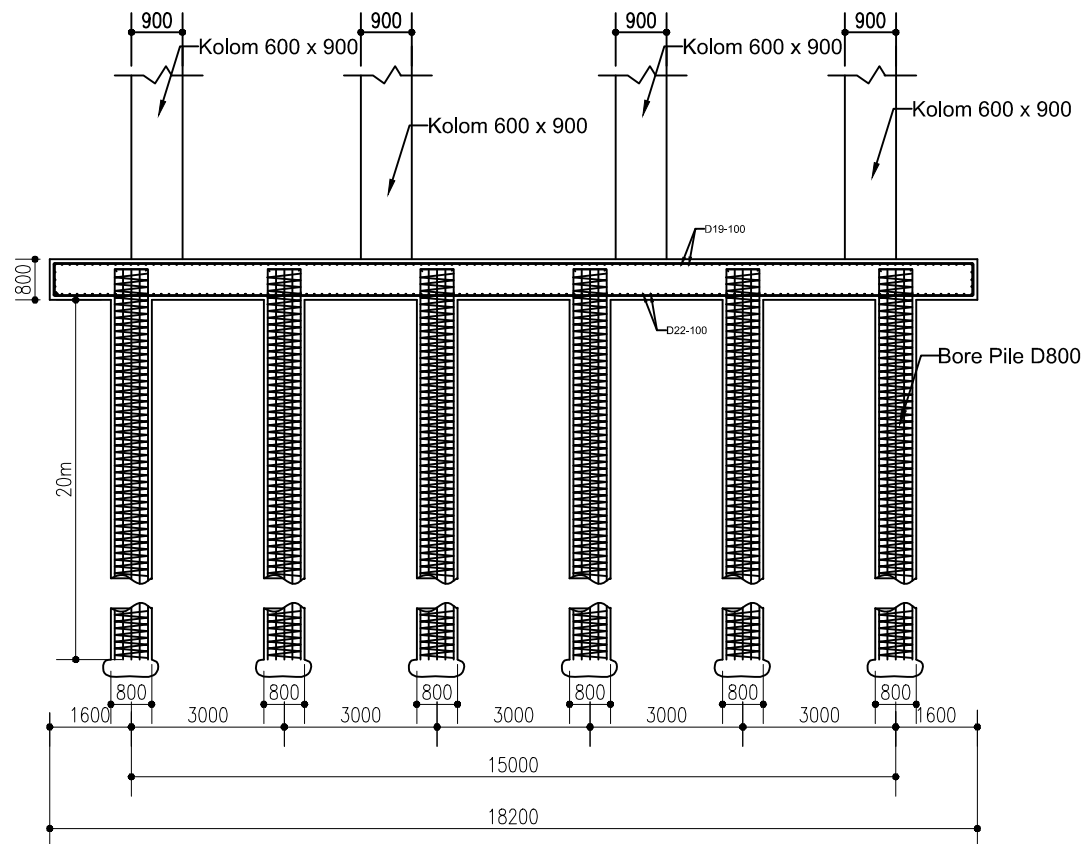
SKALA : 1 : 200

NO GAMBAR

JML GAMBAR

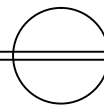
64

66

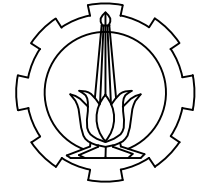


**POTONGAN A-A**

**SKALA 1 : 100**



CATATAN



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

POTONGAN PONDASI

DOKTER PEMBIMBING :

PEMBIMBING 1

Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMBIMBING 2

Prof. Tawio, ST.,MT.,Ph.D

MAHASISWA/NRP :

M. Firman Alfiana  
3115105041

SKALA : 1 : 100

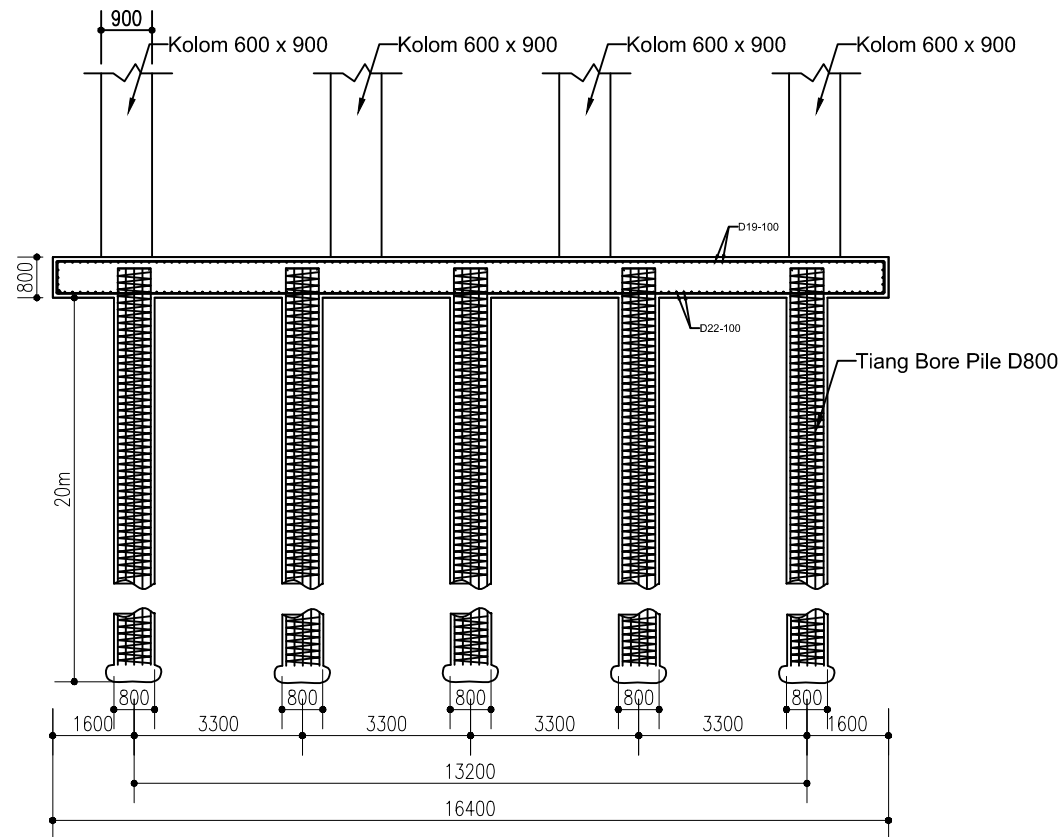
NO GAMBAR

JML GAMBAR

65

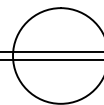
66



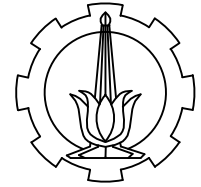


**POTONGAN B-B**

**SKALA 1 : 100**



CATATAN



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER, SURABAYA  
2017

JUDUL TUGAS AKHIR :

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN  
GALERI CIUMBULEUIT BANDUNG  
MENGUNAKAN METODE  
PRACETAK

JUDUL GAMBAR :

POTONGAN PONDASI

DOKTER PEMBIMBING :

PEMBIMBING 1  
Ir. Mudji Irmawan.,MS

PEMBIMBING 2  
Prof. Tawio, ST.,MT.,Ph.D

MAHASISWA/NRP :

M. Firman Alfiana  
3115105041

SKALA : 1 : 100

NO GAMBAR JML GAMBAR

66

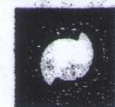
66

HOLE NO : BH-02

**Drill Master : Ipan**

0 TO 10% : TRACE  
10 TO 20% : LITTLE  
20 TO 35% : SOME  
35 TO 50% : AND

○ WATER CONTENT, %  
● PLASTIC LIMIT, %  
▲ LIQUID LIMIT, %



**GEC**  
GEOTECHNICAL ENGINEERING CONSULTANT



# DRILLING LOG

HOLE NO : BH-02

PROJECT : Galeri Ciumbuleuit 3  
LOCATION : Jl. Ciumbuleuit, Bandung

DEPTH : 30.50 m  
COORDINATE : -

GWL : -5.00 m  
Drill Master : Ipan

SOIL / ROCK		SAMPLE DEPTH (m)	SPT (Automatic Trip Hammer)				STRENGTH TEST				ATTERBERG LIMITS						$\gamma$ t/m <sup>3</sup>	G <sub>s</sub>	e <sub>o</sub>		
SYMBOL	DESCRIPTION		N	0	20	40	60	TYPE	C kg/ cm <sup>2</sup>	$\phi^o$	q <sub>u</sub>	0	20	40	60	80				100	
xx xx xx xx xx xx xx xx xx xx xx xx	Silty clay, blackish brown, hard consistency  C	20.00 20.38	30 15	20 8																	
xx xx xx xx xx xx xx xx xx xx xx xx		22.00 22.45	15 15	16 15		31															
xx xx xx xx xx xx xx xx xx xx xx xx		24.00 24.45	20 15	20 15		40															
xx xx xx xx xx xx xx xx xx xx xx xx	Silty clay, greenish brown, hard consistency  C	26.00 26.38	38 15	28 8																	
xx xx xx xx xx xx xx xx xx xx xx		28.00 28.43	25 15	25 12																	
xx xx xx xx xx xx xx xx xx xx xx		30.00 30.43	13 15	30 12																	
	End of Drilling																				

KS : 0 TO 10 % : TRACE  
10 TO 20 % : LITTLE  
20 TO 35 % : SOME  
35 TO 50 % : AND



○ WATER CONTENT, %  
● PLASTIC LIMIT, %  
▲ LIQUID LIMIT, %



**GEC**

GEOTECHNICAL ENGINEERING CONSULTANT



# DRILLING LOG

HOLE NO : BH-03

PROJECT : Galeri Ciumbuleuit 3  
LOCATION : Jl. Ciumbuleuit, Bandung

DEPTH : 30.50 m  
COORDINATE : -

GWL : -3.50 m  
Drill Master : Ipan

LOCATION: St. Crumbach, DE																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																			
DATE	SOIL / ROCK		SAMPLE DEPTH (m)	SPT (Automatic Trip Hammer)				STRENGTH TEST				ATTERBERG LIMITS								$\gamma_t$ t/m <sup>3</sup>	Gs	e <sub>o</sub>																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																													
	SYMBOL	DESCRIPTION		N	0	20	40	60	TYPE	C kg/ cm <sup>2</sup>	$\phi^0$	q <sub>u</sub>																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																							
													0	20	40	60	80	100																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																	
		Fill material																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																	

REMARKS: 0 TO 10 % : TRACE  
10 TO 20 % : LITTLE  
20 TO 35 % : SOME  
35 TO 50 % : AND

UDS

○ WATER CONTENT, %  
● PLASTIC LIMIT, %  
▲ LIQUID LIMIT, %



**GEC**  
GEOTECHNICAL ENGINEERING CONSULTANT



# DRILLING LOG

HOLE NO : BH-03

PROJECT : Galeri Ciumbuleuit 3  
LOCATION : Jl. Ciumbuleuit, Bandung

DEPTH : 30.50 m  
COORDINATE : -

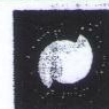
GWL : -3.50 m  
Drill Master : Ipan

SOIL / ROCK			SAMPLE DEPTH (m)	SPT (Automatic Trip Hammer)				STRENGTH TEST				ATTERBERG LIMITS						$\gamma$ t/m <sup>3</sup>	Gs	e
SYMBOL	DESCRIPTION	N		0	20	40	60	TYPE	C kg/ cm <sup>2</sup>	$\phi$	q <sub>u</sub>	0	20	40	60	80	100			
October 2013	xx xx xx xx xx xx xx xx xx xx	Silty clay, yellowish brown mottled white, hard consistency	20.00 20.33	37 13 15 3																
	xx xx xx xx xx xx xx xx xx xx		22.00 22.37	25 25 15 7																
	xx xx xx xx xx xx xx xx xx xx		24.00 24.38	35 20 15 8																
	xx xx xx xx xx xx xx xx xx xx		26.00 26.35	37 13 15 5																
	xx xx xx xx xx xx xx xx xx xx	Silty clay, brownish yellow mottled white, hard consistency	28.00 28.37	32 18 15 7																
	xx xx xx xx xx xx xx xx xx xx		30.00 30.30	29 21 15 5																
	xx xx xx xx xx xx xx xx xx xx	Silty clay, dark brown, hard consistency																		
		End of Drilling																		

REMARKS : 0 TO 10 % : TRACE  
10 TO 20 % : LITTLE  
20 TO 35 % : SOME  
35 TO 50 % : AND

UDS

○ WATER CONTENT, %  
● PLASTIC LIMIT, %  
▲ LIQUID LIMIT, %



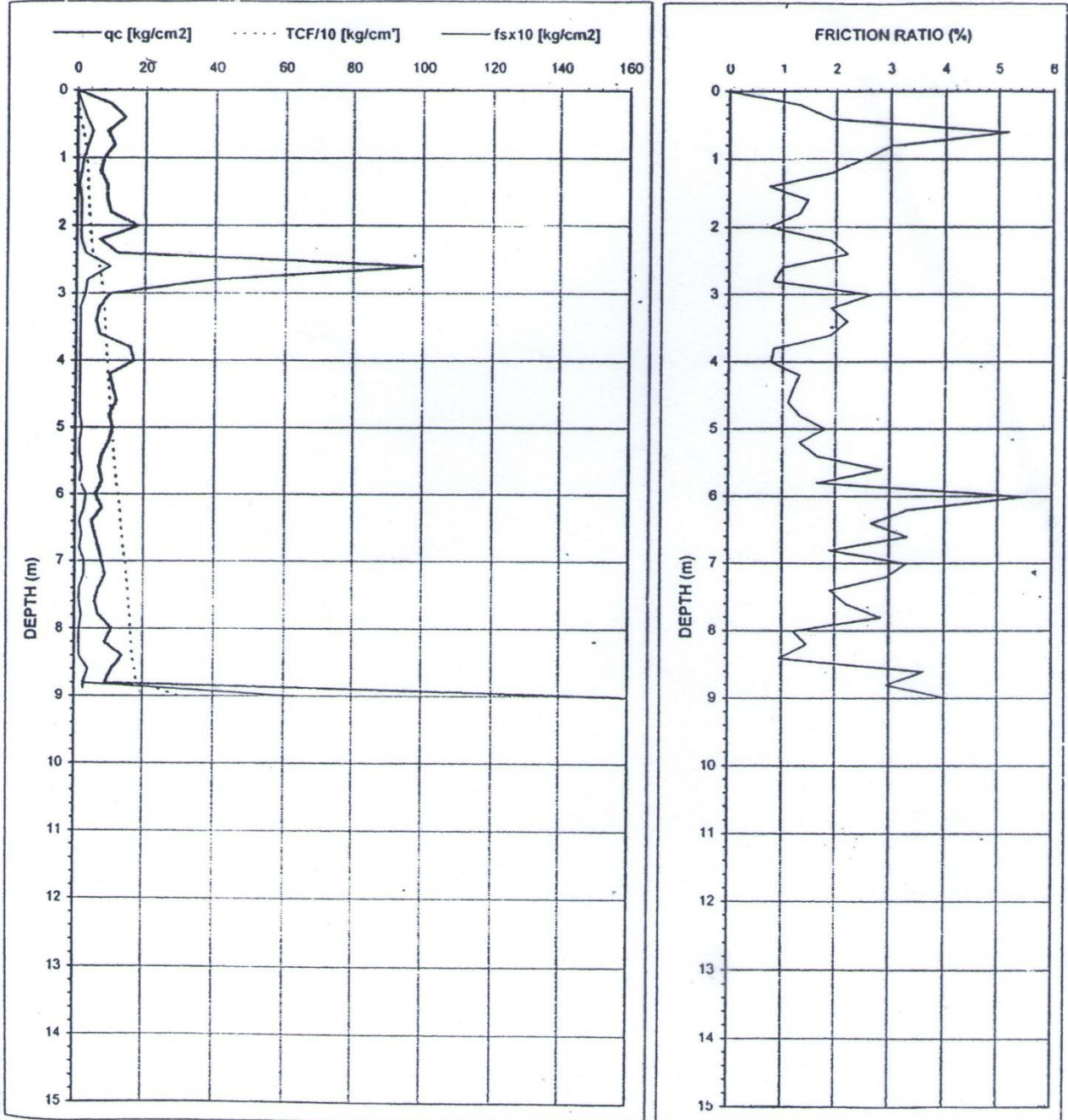
**GEC**  
GEOTECHNICAL ENGINEERING CONSULTANT



# DUTCH CONE PENETROMETER TEST

Project : Galeri Ciumbuleuit 3  
 Location : Jl. Ciumbuleuit, Bandung  
 Sounding No. : S-03  
 Sta/Ch. (M) : n.a.  
 Date : September 8, 2013

Depth of Sounding : 9.20 m  
 Ground Surface Level : n.a.  
 Ground Water Level : n.a.  
 Operator : MN  
 Checked by : SS





# DUTCH CONE PENETROMETER TEST

Project : Galeri Ciumbuleuit 3  
 Location : Jl. Ciumbuleuit, Bandung  
 Sounding No. : S-03  
 Sta/Ch. (M) : n.a.  
 Date : September 8, 2013

Depth of Sounding : 9.20 m  
 Ground Surface Level : n.a.  
 Ground Water Level : n.a.  
 Operator : MN  
 Checked by : SS

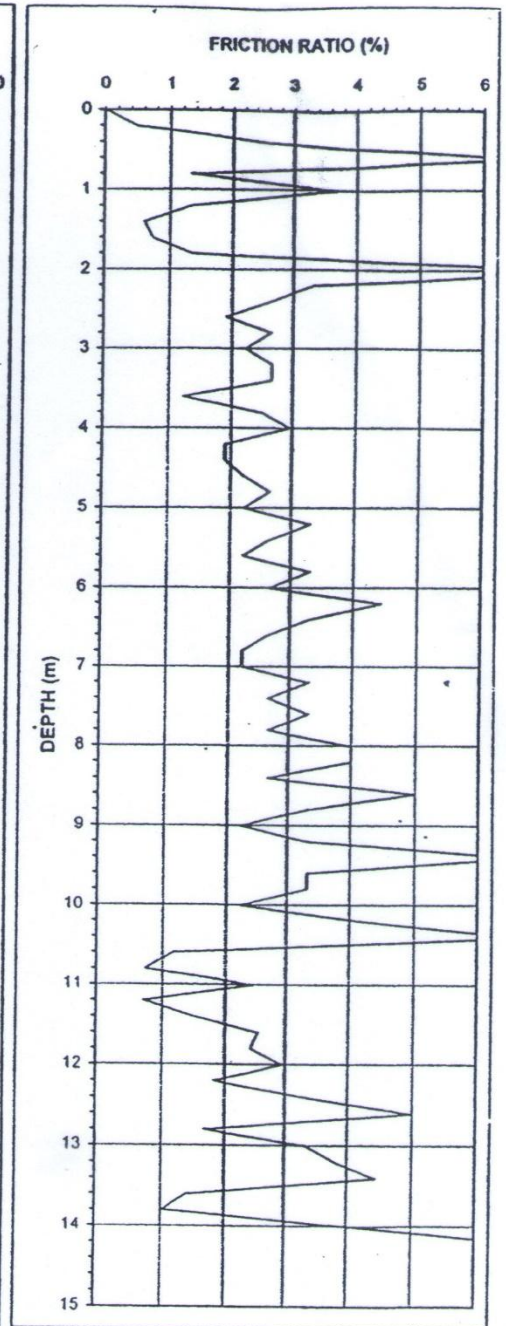
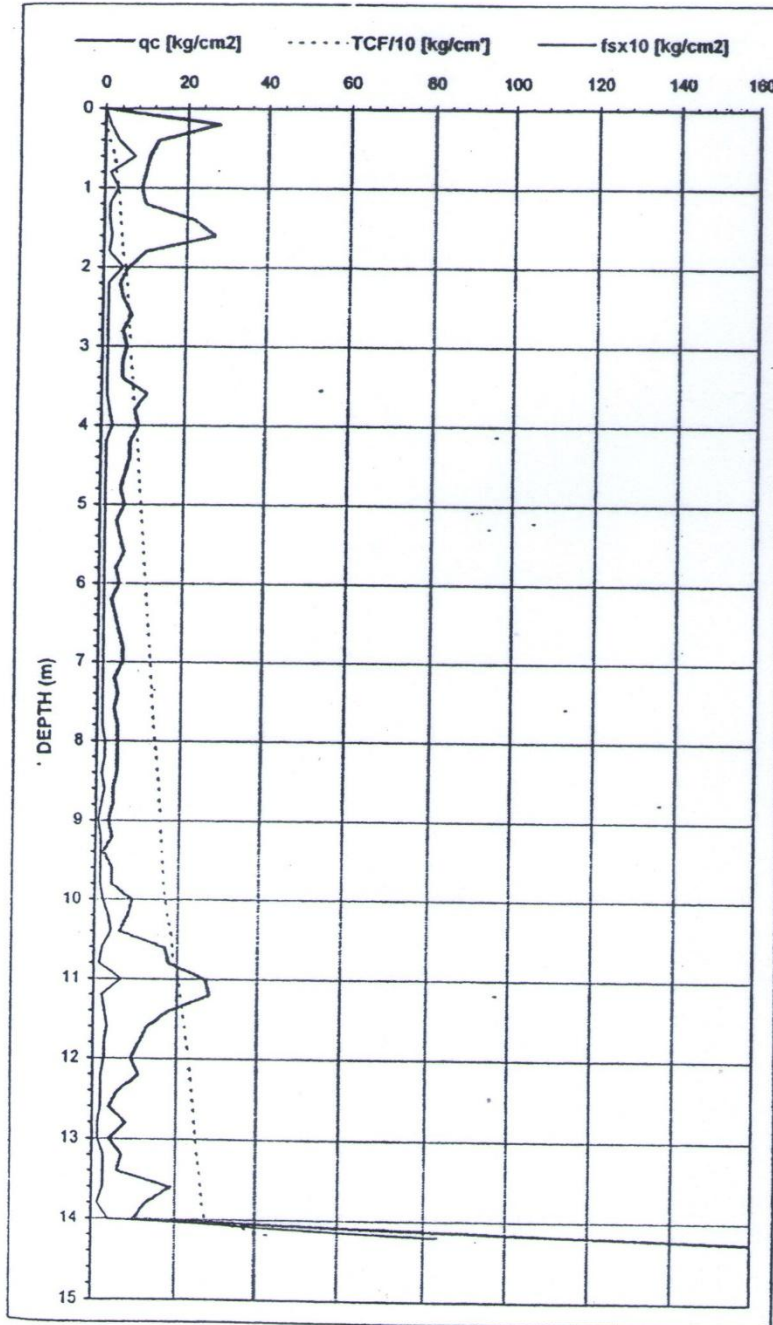
DEPTH (M)	Manometer Reading		Total Cum. Friction (kg/cm <sup>2</sup> )	Local Friction (kg/cm <sup>2</sup> )	Friction Ratio (%)	DEPTH (M)	Manometer Reading		Total Cum. Friction (kg/cm <sup>2</sup> )	Local Friction (kg/cm <sup>2</sup> )	Friction Ratio (%)
	Cone (kg/cm <sup>2</sup> )	Total (kg/cm <sup>2</sup> )					Cone (kg/cm <sup>2</sup> )	Total (kg/cm <sup>2</sup> )			
0.20	10	12	2.67	0.13	1.33	11.20					
0.40	14	18	8.00	0.27	1.90	11.40					
0.60	9	16	17.33	0.47	5.19	11.60					
0.80	11	16	24.00	0.33	3.03	11.80					
1.00	8	11	28.00	0.20	2.50	12.00					
1.20	7	9	30.67	0.13	1.90	12.20					
1.40	9	10	32.00	0.07	0.74	12.40					
1.60	9	11	34.67	0.13	1.48	12.60					
1.80	10	12	37.33	0.13	1.33	12.80					
2.00	18	20	40.00	0.13	0.74	13.00					
2.20	7	9	42.67	0.13	1.90	13.20					
2.40	12	16	48.00	0.27	2.22	13.40					
2.60	100	115	68.00	1.00	1.00	13.60					
2.80	40	45	74.67	0.33	0.83	13.80					
3.00	10	14	80.00	0.27	2.67	14.00					
3.20	7	9	82.67	0.13	1.90	14.20					
3.40	6	8	85.33	0.13	2.22	14.40					
3.60	7	9	88.00	0.13	1.90	14.60					
3.80	16	18	90.67	0.13	0.83	14.80					
4.00	17	19	93.33	0.13	0.78	15.00					
4.20	10	12	96.00	0.13	1.33	15.20					
4.40	11	13	98.67	0.13	1.21	15.40					
4.60	12	14	101.33	0.13	1.11	15.60					
4.80	10	12	104.00	0.13	1.33	15.80					
5.00	11	14	108.00	0.20	1.82	16.00					
5.20	10	12	110.67	0.13	1.33	16.20					
5.40	8	10	113.33	0.13	1.67	16.40					
5.60	7	10	117.33	0.20	2.86	16.60					
5.80	8	10	120.00	0.13	1.67	16.80					
6.00	6	11	126.67	0.33	5.56	17.00					
6.20	8	12	132.00	0.27	3.33	17.20					
6.40	5	7	134.67	0.13	2.67	17.40					
6.60	6	9	138.67	0.20	3.33	17.60					
6.80	7	9	141.33	0.13	1.90	17.80					
7.00	8	12	146.67	0.27	3.33	18.00					
7.20	9	13	152.00	0.27	2.96	18.20					
7.40	7	9	154.67	0.13	1.90	18.40					
7.60	6	8	157.33	0.13	2.22	18.60					
7.80	7	10	161.33	0.20	2.86	18.80					
8.00	11	13	164.00	0.13	1.21	19.00					
8.20	9	11	166.67	0.13	1.48	19.20					
8.40	14	16	169.33	0.13	0.95	19.40					
8.60	11	17	177.33	0.40	3.64	19.60					
8.80	9	13	182.67	0.27	2.96	19.80					
9.00	155	250	309.33	6.33	4.09	20.00					
9.20	250					20.20					
9.40						20.40					
9.60						20.60					
9.80						20.80					
10.00						21.00					
10.20						21.20					
10.40						21.40					
10.60						21.60					
10.80						21.80					
11.00						22.00					



# DUTCH CONE PENETROMETER TEST

Project : Galeri Ciumbuleuit 3  
 Location : Jl. Ciumbuleuit, Bandung  
 Sounding No. : S-04  
 Sta/Ch. (M) : n.a.  
 Date : September 7, 2013

Depth of Sounding : 14.40 m  
 Ground Surface Level : n.a.  
 Ground Water Level : n.a.  
 Operator : MN  
 Checked by : SS





# DUTCH CONE PENETROMETER TEST

Project : Galeri Ciumbuleuit 3  
 Location : Jl. Ciumbuleuit, Bandung  
 Sounding No. : S-04  
 Sta/Ch. (M) : n.a.  
 Date : September 7, 2013

Depth of Sounding : 14.40 m  
 Ground Surface Level : n.a.  
 Ground Water Level : n.a.  
 Operator : MN  
 Checked by : SS

DEPTH (M)	Manometer Reading		Total Cum. Friction (kg/cm <sup>2</sup> )	Local Friction (kg/cm <sup>2</sup> )	Friction Ratio (%)	DEPTH (M)	Manometer Reading		Total Cum. Friction (kg/cm <sup>2</sup> )	Local Friction (kg/cm <sup>2</sup> )	Friction Ratio (%)
	Cone (kg/cm <sup>2</sup> )	Total (kg/cm <sup>2</sup> )					Cone (kg/cm <sup>2</sup> )	Total (kg/cm <sup>2</sup> )			
0.20	28	30	2.67	0.13	0.48	11.20	28	31	208.00	0.20	0.71
0.40	13	18	9.33	0.33	2.56	11.40	18	22	213.33	0.27	1.48
0.60	11	22	24.00	0.73	6.67	11.60	13	18	220.00	0.33	2.56
0.80	10	12	26.67	0.13	1.33	11.80	11	15	225.33	0.27	2.42
1.00	9	14	33.33	0.33	3.70	12.00	9	13	230.67	0.27	2.96
1.20	10	12	36.00	0.13	1.33	12.20	11	14	234.67	0.20	1.82
1.40	22	24	38.67	0.13	0.61	12.40	6	9	238.67	0.20	3.33
1.60	27	30	42.67	0.20	0.74	12.60	4	7	242.67	0.20	5.00
1.80	10	12	45.33	0.13	1.33	12.80	8	10	245.33	0.13	1.67
2.00	6	13	54.67	0.47	7.78	13.00	4	6	248.00	0.13	3.33
2.20	4	6	57.33	0.13	3.33	13.20	7	11	253.33	0.27	3.81
2.40	5	7	60.00	0.13	2.67	13.40	6	10	258.67	0.27	4.44
2.60	7	9	62.67	0.13	1.90	13.60	19	23	264.00	0.27	1.40
2.80	5	7	65.33	0.13	2.67	13.80	13	15	266.67	0.13	1.03
3.00	6	8	68.00	0.13	2.22	14.00	10	16	274.67	0.40	4.00
3.20	5	7	70.67	0.13	2.67	14.20	125	250	441.33	8.33	6.67
3.40	5	7	73.33	0.13	2.67	14.40	250				
3.60	11	13	76.00	0.13	1.21	14.60					
3.80	8	11	80.00	0.20	2.50	14.80					
4.00	9	13	85.33	0.27	2.96	15.00					
4.20	7	9	88.00	0.13	1.90	15.20					
4.40	7	9	90.67	0.13	1.90	15.40					
4.60	6	8	93.33	0.13	2.22	15.60					
4.80	5	7	96.00	0.13	2.67	15.80					
5.00	6	8	98.67	0.13	2.22	16.00					
5.20	4	6	101.33	0.13	3.33	16.20					
5.40	5	7	104.00	0.13	2.67	16.40					
5.60	6	8	106.67	0.13	2.22	16.60					
5.80	4	6	109.33	0.13	3.33	16.80					
6.00	5	7	112.00	0.13	2.67	17.00					
6.20	3	5	114.67	0.13	4.44	17.20					
6.40	4	6	117.33	0.13	3.33	17.40					
6.60	5	7	120.00	0.13	2.67	17.60					
6.80	6	8	122.67	0.13	2.22	17.80					
7.00	6	8	125.33	0.13	2.22	18.00					
7.20	4	6	128.00	0.13	3.33	18.20					
7.40	5	7	130.67	0.13	2.67	18.40					
7.60	4	6	133.33	0.13	3.33	18.60					
7.80	5	7	136.00	0.13	2.67	18.80					
8.00	5	8	140.00	0.20	4.00	19.00					
8.20	5	8	144.00	0.20	4.00	19.20					
8.40	5	7	146.67	0.13	2.67	19.40					
8.60	4	7	150.67	0.20	5.00	19.60					
8.80	4	6	153.33	0.13	3.33	19.80					
9.00	3	4	154.67	0.07	2.22	20.00					
9.20	4	6	157.33	0.13	3.33	20.20					
9.40	2	4	160.00	0.13	6.67	20.40					
9.60	4	6	162.67	0.13	3.33	20.60					
9.80	4	6	165.33	0.13	3.33	20.80					
10.00	9	12	169.33	0.20	2.22	21.00					
10.20	8	13	176.00	0.33	4.17	21.20					
10.40	6	12	184.00	0.40	6.67	21.40					
10.60	17	20	188.00	0.20	1.18	21.60					
10.80	18	20	190.67	0.13	0.74	21.80					
11.00	27	37	204.00	0.67	2.47	22.00					



$$23 = \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{\text{cm}^3}{\text{s}}$$

**Galeri Ciumbulevit 3, Bandung**

[illegible]

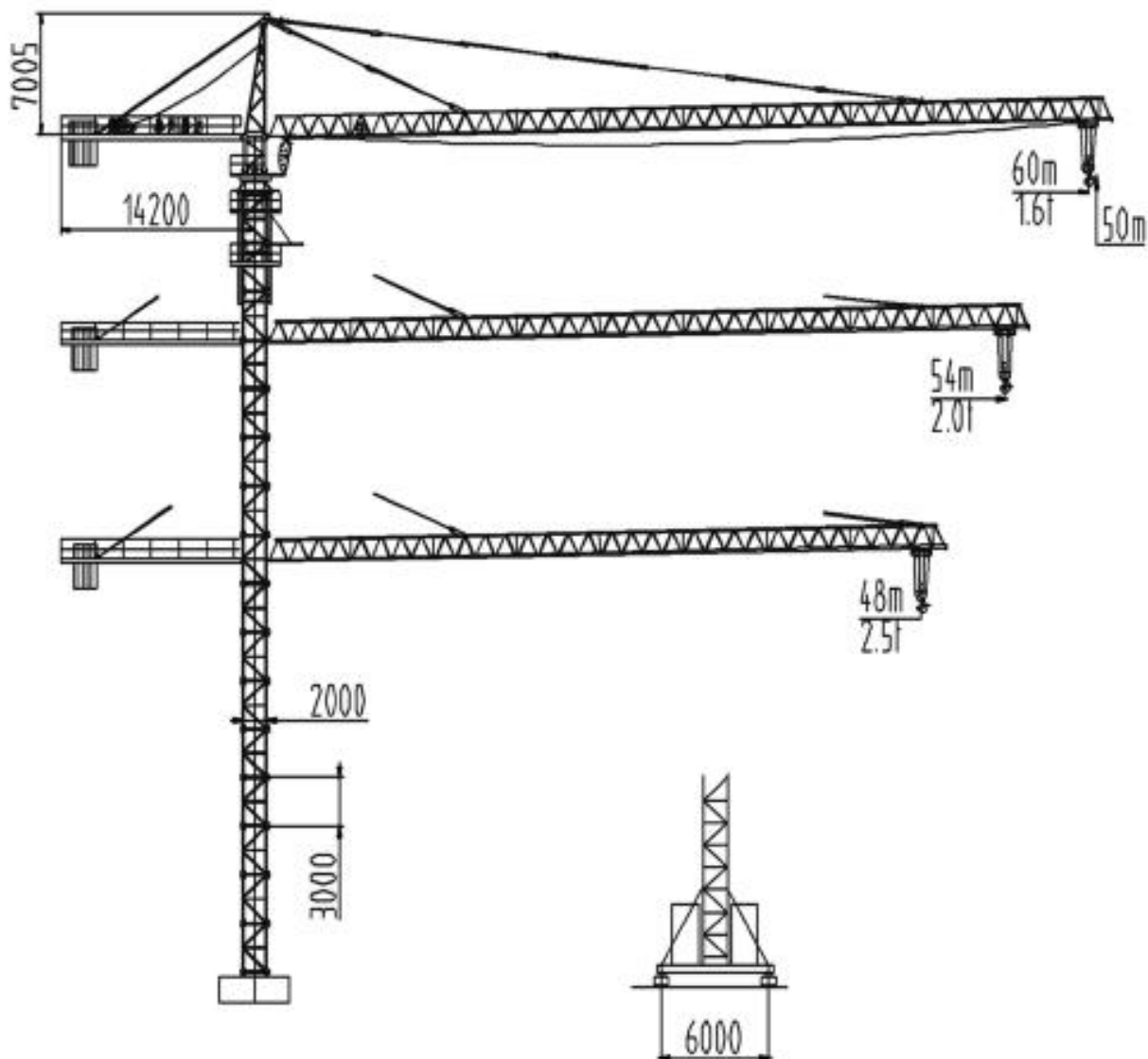


# Tentang Tower Crane

Semua produk Tower Crane Tengda adalah yang pertama menggunakan mekanisme 2 (dua) perputaran (dual slewing), permorma mesin stabil dan lebih baik dalam daya tahan terhadap angin.

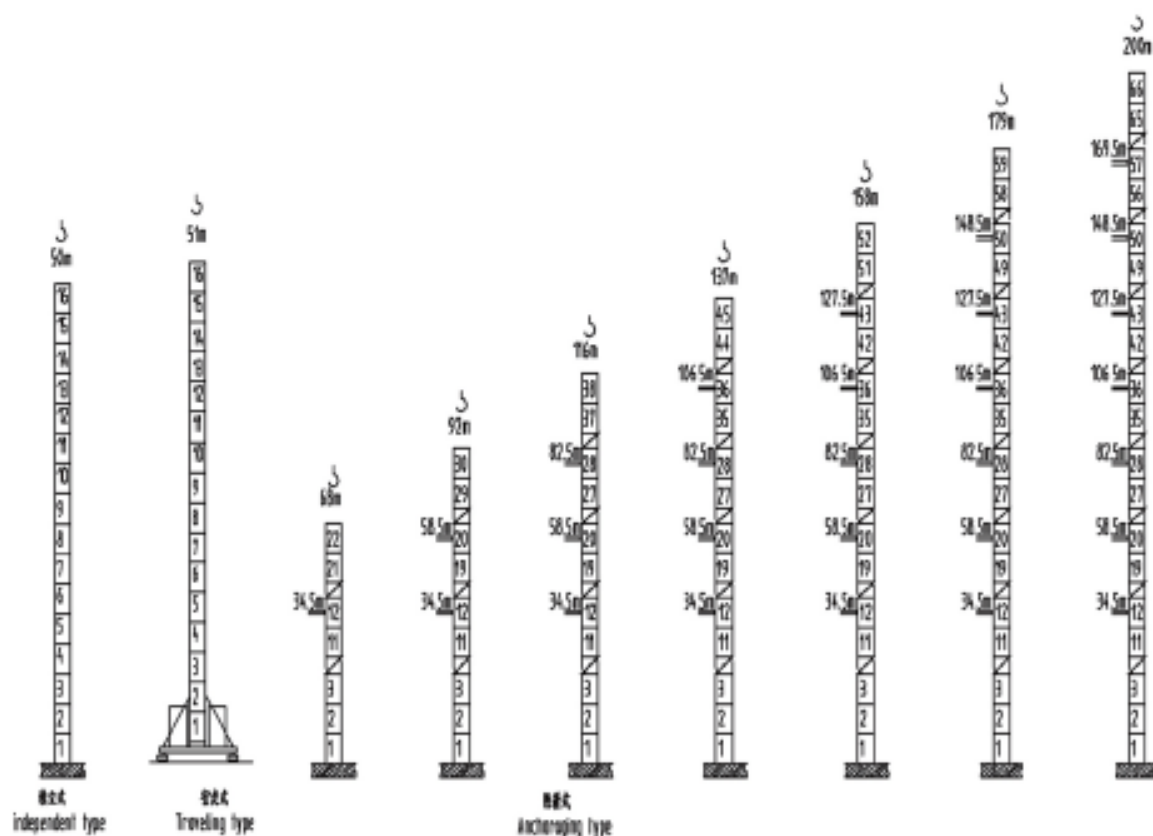
Mengikuti kebutuhan pasar, produk Taizou Tengda Group meliputi :

1. Tower Crane secara umum : QTZ 100, QTZ 280, QTZ 263, QTZ 240
2. Tower Crane untuk beban berat : QTZ 400, QTZ 315, QTZ 250, QTZ 160, QTZ 125
3. Tower Crane tipe toples : PT 6015, PT 5613, PT 5510, PT 5210, PT, 4807
4. Tower Crane tipe luffing, etc



R	a	R (max) m	C (max) t	18	24	30	36	42	48	54	60
60	4	13.33	10.00	7.08	5.05	3.86	3.08	2.52	2.11	1.79	1.53
	2	24.49	5.00	5.00	5.00	3.93	3.15	2.59	2.18	1.86	1.60
54	4	14.05	10.00	7.53	5.38	4.12	3.29	2.71	2.27	1.93	
	2	25.85	5.00	5.00	5.00	4.19	3.36	2.78	2.34	2.00	
48	4	14.75	10.00	7.97	5.71	4.38	3.51	2.90	2.43		
	2	27.2	5.00	5.00	5.00	4.45	3.58	2.97	2.50		

## Macam dan Ukuran Tower



Item		Unit	Parameter	
			a = 2	a = 4
Rated hoisting moment		t ' m	125	
Working radius		m	2.5 ~ 60	
Load capacity at max radius		t ' m	1.6	
Max load capacity		t ' m	10	
Hook Height	Independent type	m	50- 51	
	Traveling type			
	Anchoring type		200	70
Working speed	Hoisting	m/min	0~100	0~50
	Trolleying	m/min	0~50	
	Slewing	r.p.m	0~0.6	
	Traveling	m/min	12.5 - 5	
Mechanism power	Hoisting	KW	45	
	Trolleying	KW	5.5	
	Slewing	KW	2 x 5, 2 x 95Nm	
	Traveling	KW	4 x 1.7/3.4	

## BIODATA PENULIS



Mohammad Firman Alfiana,  
Penulis lahir di Ciamis Jawa-Barat 07 oktober 1994, merupakan anak pertama dari 2 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di TK Darussalam (Ciamis), SDN Picung Remuk 1 (Tasikmalaya), MTs Tanjung Al-amin (Tasikmalaya), SMKN 2 (Tasikmalaya). Setelah lulus dari SMKN 2 Tasikmalaya tahun 2011, Penulis diterima sebagai mahasiswa di POLBAN jurusan Teknik Sipil Prodi D3 Konstruksi Gedung melalui jalur PMDK dan terdaftar dengan NIM 111111051. Penulis pernah aktif dalam bebrapa kegiatan seminar yang diselenggarakan oleh kampus POLBAN, selain itu penulis aktif dalam organisasi HIMAS (Himpunan Mahasiswa Sipil) POLBAN dengan menjabat sebagai ketua divisi humas departemen luar himpunan dan merangkap sebagai koordinator tim disiplin himpunan periode 2012-2013. Setelah lulus dari POLBAN pada tahun 2014, Penulis sempat bekerja di sebuah perusahaan swasta di Bandung selama 6 bulan. Pada tahun 2015 penulis melanjutkan pendidikan Sarjana pada jurusan Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya melalui Program Lintas Jalur dan terdaftar sebagai mahasiswa jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS dengan NRP 3115 105 041. Penulis adalah Mahasiswa Program Sarjana (S1) dengan konsentrasi bidang keahlian struktur.

Contact Person:

Email : [alfianafirman@gmail.com](mailto:alfianafirman@gmail.com)